



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

DISEÑO DE UN MINI ACUEDUCTO POR GRAVEDAD EN LOS BARRIOS SAN AGUSTÍN, GASPAR GARCÍA LAVIANA Y GUADALUPE DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE DIPILTO, DEPARTAMENTO DE NUEVA SEGOVIA.

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. William David Canales Monzón.
Br. Marling Elieth Sánchez Blanco.
Br. Cristy Gisselle Valenzuela García.

Tutor

Ing. Byron Silva Rocha.

Managua, Abril 2019

DEDICATORIA

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mis madres Mayra y Catalina, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones.

A mi padre William, a pesar de nuestra distancia física, siento que estás conmigo siempre y aunque nos faltaron muchas cosas por vivir juntos, sé que este momento hubiera sido tan especial para ti como lo es para mí.

A mi tío Prospero, a quien quiero como a un padre, por compartir momentos significativos conmigo y por siempre estar dispuesto a escucharme y ayudarme en cualquier momento.

A mis pequeños hermanos Angeleth Y Engels que se convirtieron en los motores que me impulsan para salir adelante.

Cariñosamente;

William David Canales Monzón

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi gratitud a Dios, quien con su bendición llena siempre mi vida.

A mis padres por ser mi pilar fundamental y haberme apoyado incondicionalmente, pese a las adversidades e inconvenientes que se presentaron.

A mi pareja Marling y toda su familia por todo su apoyo brindado en todo el transcurso de la carrera.

A mi tío Prospero por todo su apoyo y consejos que me ha dado durante toda mi vida para poder ser la persona que hoy soy.

A todos; muchas gracias

William David Canales Monzón

DEDICATORIA

A Dios, por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida. por los triunfos y momentos difíciles que me han enseñado a valorarlo cada día más.

A mi madre que ha sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en los momentos más difíciles.

A mi familia en general, porque me han brindado su apoyo incondicional y por compartir conmigo buenos y malos momentos.

Cariñosamente;

Marling Elieth Sánchez Blanco

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradezco a Dios sobre todas las cosas, por haberme dado la sabiduría y la paciencia necesaria para poder concluir con mi trabajo de tesis, sin el nada de esto sería posible.

A mi familia a quien amo con todo mi corazón y gracias a su apoyo incondicional no hubiera logrado finalizar tan anhelado trabajo de tesis.

A William, mi pareja por acompañarme durante todo este proceso y compartir alegrías y fracasos juntos.

Agradezco también a mi tutor Ing. Byron Silva, por haberme brindado la oportunidad de recurrir a su capacidad y conocimiento, así como también haberme tenido toda la paciencia del mundo para guiarme durante todo el desarrollo de la tesis.

Finalmente agradezco a mis compañeros de tesis porque sin ellos no hubiese sido posible desarrollar este tema y poderlo concluir satisfactoriamente gracias a su esfuerzo y dedicación.

A todos; muchas gracias

Marling Elieth Sánchez Blanco

DEDICATORIA

Primeramente, quiero dedicar este trabajo a Dios por haberme dado la fuerza, sabiduría y fe de culminar con éxito esta meta en mi vida.

A mi madre que siempre ha sido incondicional en cada uno de mis propósitos y ha sabido sacarme a delante a pesar de los obstáculos.

Mis hermanas y hermano por alentarme y darme el ejemplo a luchar y seguir hasta el final con mis sueños.

Mis compañeros de tesis los cuales me han apoyado y enseñado mucho durante este tiempo, convirtiéndose en parte importante en mi vida.

Por último, quiero dedicarle este logro a mi padre que sé que desde el cielo está orgulloso de la persona en la cual me he convertido.

Cariñosamente;

Cristy Gisselle Valenzuela García.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por acompañarme en cada momento de mi vida y no soltar mi mano nunca.

A mi madre, hermanas, hermano y cuñado por estar en cada caída y éxito de mi vida por apoyarme y confiar en mí, por alentarme a seguir siempre adelante y enseñarme que todo lo bueno en esta vida cuesta, más la recompensa final es grata y satisfactoria.

A mis compañeros de tesis ya que han sido pilares fundamentales de este proyecto; a pesar de todos los malos momentos juntos hemos aprendido a luchar y sacar adelante nuestras metas.

Agradezco mucho al Ing. Byron Silva por habernos asesorado durante la elaboración de este proyecto, sus conocimientos, tiempo y bondad, nos ayudarnos a culminar con éxito.

A todos; muchas gracias

Cristy Gisselle Valenzuela García.

ABREVIATURAS

ACRÓNIMOS

CAPRE	Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua Potable y Saneamiento de Centroamérica, Panamá y República Dominicana
CAPS	Comités de Agua Potable y Saneamiento
ENACAL	Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados
FISE	Fondo de Inversión Social de Emergencia
INAA	Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados
INEC	Instituto Nicaragüense de Estadísticas y Censos
INETER	Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales
MARENA	Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales
MINSA	Ministerio de Salud
NTON 09001-99	Normas técnicas de diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable en el medio rural
NTON 09002-99	Normas técnicas de saneamiento básico rural
OMS	Organización Mundial de la Salud
PRASNIC	Proyecto de Abastecimiento de agua y saneamiento en el medio rural de Nicaragua.

UNIDADES DE MEDIDA

Cm	Centímetros
Gl	Galones
Gpm	Galones por minuto
Gppd	Galones por persona por día
Hf	Perdidas friccionantes
HI	Perdidas localizadas
Km	Kilómetro
Lppd	Litros por persona por día
Lps	Litros por segundo
Lts	Litros
Mm	Milímetros
m/seg	Metros por segundos
M	Metros
m ²	Metros cuadrados
m ³	Metros cúbicos
m.c.a.	Metros columna de agua
mg/l	Miligramos por litro
m. s. n. m.	Metros sobre el nivel del mar
Plg	Pulgadas
UNT	Unidades de Turbidez

DIVERSAS

CMD	Consumo Máximo Día
CMH	Consumo Máximo Hora
CPD	Consumo Promedio Diario
CPDT	Consumo Promedio Diario Total
H.F.	Hierro Fundido
H.G.	Hierro Galvanizado
MAG	Mini Acueductos por Gravedad
PVC	Cloruro de polivinilo

RESUMEN

El presente informe trata de brindar de forma concisa, la descripción del Proyecto Diseño de un Mini Acueducto por Gravedad en los Barrios San Agustín, Gaspar García Laviana Y Guadalupe del casco urbano del Municipio de Dipilto, Departamento de Nueva Segovia. La alcaldía de Dipilto, realiza un censo poblacional al 100% de 118 viviendas habitadas en los barrios del municipio, la cual asciende a un total de 462 habitantes, paralelo al censo se realizan 118 encuestas socioeconómicas por medio de las cuales se conocen con detalle aspectos sociales y económicos de las familias a beneficiar.

El censo y la encuesta son la base primordial para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad para los barrios del municipio, para un periodo de diseño de 20 años.

Se optó por una red del tipo abierta o ramificada al cual se adapta muy bien a las necesidades de los barrios en estudio y abastece al 100% de los habitantes.

Se reutilizará la obra de captación existente con el objetivo de no elevar los costos del proyecto.

Se construirá un sistema de tratamiento para la potabilización del agua que consta de: un desarenador, un sistema de mezcla rápida (coagulación), floculación, sedimentador, un filtro y desinfección con cloro.

La línea de conducción por gravedad tiene 6,305.572 m de tubería PVC con cedula SDR-26, 483.55m SDR-17 con diámetro de 2" y 409.04 de tubería HG.

La tipología de los tanques existentes es de concreto ciclópeo, sus paredes están asentadas sobre el suelo, fueron valorados por la Alcaldía de Dipilto en su aspecto estructural, observándose que no presenta fisuramiento, ni fugas, si será necesario hacer mejoras como un cerco perimetral, rehabilitar tubería de limpieza y rebose, y

sus paredes por la parte externa deberán ser piqueteadas, repelladas, afinadas, impermeabilizadas, pintadas con pintura de aceite.

La red de distribución que parte de los tanques de almacenamiento, conformado por tubería PVC SDR-26 con diámetros que de 50mm y 38mm

El diseño hidráulico de la red se realizó en el software de análisis y modelación hidráulica EPANET bajo las condiciones de Consumo Máximo Hora y Sin Consumo en la red.

El nivel de servicio será por medio de conexiones domiciliarias que serán instaladas hasta el límite de la propiedad, de las cuales se propone instalar un total de 118 tomas.

El costo total del proyecto es de C\$7,806,015.04 Córdobas, equivalente a \$.233,015.374 Dólares americanos, con una tasa de cambio oficial de 33.5 Córdobas por un dólar, a la fecha de febrero de 2019.

ÍNDICE

I. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	3
1.3. Justificación	5
1.4. OBJETIVOS	6
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	6
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
II. CONCEPTUALIZACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO	7
2.1. Características generales del municipio	7
2.2. Ubicación.....	8
2.3. Características físicas	10
2.3.1. Superficie:	10
2.3.2. Topografía:	10
2.3.3. Recursos hídricos:.....	10
2.3.4. Climatología:	11
2.3.5. Vías de comunicación y transporte:	11
2.3.6. Servicios públicos.....	11
2.4. Población.....	13
2.4.1. Aspectos económicos.....	13
2.5. Diagnóstico situacional del sistema de agua existente.....	13
2.5.1. Características del componente del sistema	14
III. MARCO TEÓRICO	18
3.1. Estudio hidrológico	18
3.2. Estudio Socio económico	19
3.3. Encuesta	19

3.4. Levantamiento topográfico	20
3.4.1. Planos topográficos	20
3.5. Fuente de abastecimiento.	21
3.6. Tipos de fuente.....	21
3.6.1. Manantiales	22
3.7. Obra de captación.	22
3.8. Demanda de agua potable	23
3.8.1. Consumo Promedio Diario (CPD)	23
3.8.2. Pérdidas en el sistema	23
3.8.3. Consumo Promedio Diario Total (CPDT)	24
3.8.4. Consumo de Máximo Día (CMD)	24
3.8.5. Consumo de Máxima Hora (CMH)	24
3.9. Línea de conducción.....	24
3.9.1. Línea de conducción por gravedad	25
3.10. Almacenamiento.....	25
3.10.1. Funciones del tanque de almacenamiento	26
3.10.2. Tanque sobre el suelo	27
3.11. Red de distribución	27
3.11.1. Tipos de redes.....	28
3.12. Conexiones domiciliarias.....	29
3.13. Accesorios.....	29
3.13.1. Accesorios y dispositivos especiales.....	29
3.14. Tratamiento del agua.....	31
3.14.1. Cloración	32
IV. DISEÑO METODOLÓGICO.....	33

4.1. Evaluación socioeconómica y censo poblacional	33
4.2. Información topográfica	33
4.2.1. Levantamiento topográfico general (planimetría y altimetría).....	33
4.3. Aforos en la fuente.....	34
4.4. Análisis de calidad de agua de la fuente	34
4.5. Estudio de población y consumo y su proyección de la demanda	35
4.5.1. Capacidad de la fuente.....	35
4.5.2. Población de diseño	35
4.5.3. Dotación de Agua	35
4.5.4. Variaciones de consumo	37
4.6. Análisis y cálculo hidráulico del sistema	38
4.6.1. Diseño de la línea de conducción por gravedad.....	38
4.6.2. Dimensionamiento del tanque de almacenamiento.....	39
4.6.3. Diseño de la red de distribución.	39
4.6.4. Introducción y procesamiento de datos.	40
4.6.5. Tratamiento y desinfección.....	41
4.7. Dimensionamiento del sistema.....	42
4.7.1. Sistema propuesto.....	42
4.7.2. Fuente de abastecimiento	42
4.7.3. Aforos en la fuente	43
4.7.4. Línea de conducción	43
4.7.5. Tanque de almacenamiento	43
4.7.6. Red de distribución.....	43
4.7.7. Planta de purificación	43
4.7.8. Desinfección.....	75

4.8. Estimación de Costo o Presupuesto de la Obra	75
4.8.1. Elaboración de presupuesto	75
4.9. Planos constructivos.....	75
V. CÁLCULOS Y RESULTADOS	76
5.1. Conceptualización del Proyecto	76
5.2. Aspectos socioeconómicos (basados en las 118 encuestas socioeconómicas levantadas).....	76
5.2.1. Matriz de Resultados.....	77
5.3. Método de Cálculo de Proyección de la Población.....	88
5.3.1. Calculo de la tasa de crecimiento.....	88
5.3.2. Proyección de la población.....	89
5.4. Proyección de consumo	89
5.5. Variaciones de consumo	90
5.6. Caudales de diseño.....	93
5.7. Capacidad de la fuente.....	93
5.8. Resultados de la calidad de agua	93
5.9. Diseño hidráulico del sistema.....	95
5.10. Tratamiento y desinfección.....	96
5.10.1. Pretratamiento -Desarenador	96
5.10.2. Tratamiento del sistema.	100
5.10.3. Vista de planta de esquema de tratamiento propuesto.	123
5.11. Análisis, cálculo hidráulico y simulación del sistema en EPANET.....	129
5.11.1. Análisis hidráulico de línea de conducción	129
5.11.2. Análisis hidráulico de red de distribución.....	152
5.12. Conexiones domiciliarias.....	162

5.13. Costo y presupuesto.....	162
5.14. Calculo de Tarifa	163
5.15. Evaluación Económica	165
5.15.1. Calculo de Inversión per cápita	165
5.15.2. Análisis económico - social	165
5.15.3. Resultados para el cálculo de la VAN y la TIR	166
VI. Conclusiones y recomendaciones	172
7.1. Conclusiones	172
7.2. Recomendaciones.....	174
BIBLIOGRAFÍA	175
ANEXOS	176
I) LISTA DE BENEFICIARIOS	176
II) RESULTADOS DE ANALISIS DE CALIDAD DE AGUA DE LA FUENTE PROPUESTA.....	182
III) MEMORIA TOPOGRAFICA.....	185
MEMORIA TOPOGRAFICA	186
MEMORIA TOPOGRAFICA	187
MEMORIA TOPOGRAFICA	188
MEMORIA TOPOGRAFICA	189
MEMORIA TOPOGRAFICA	190
MEMORIA TOPOGRAFICA	191
MEMORIA TOPOGRAFICA	192
IV) CALCULOS HIDRAULICOS PARA LA PLANTA DE PURIFICACION.....	193
V) PFRESUPUESTO.....	199
VI) PLANOS	205

LISTA DE IMÁGENES

Ilustración 1 Macro y micro localización del área en estudio.....	9
Ilustración 2 Dique de captación central.....	15
Ilustración 3 Dique de captación central.....	15
Ilustración 4 Cambio de material de HG a PVC	15
Ilustración 5 Tanque de almacenamiento ubicado en el barrio Dipilto Viejo	16
Ilustración 6 Tanque de almacenamiento ubicado en el barrio Dipilto Viejo	16
Ilustración 8 Tanque de almacenamiento ubicado en el barrio San Agustín	17
Ilustración 7 Tanque de almacenamiento ubicado en el barrio San Agustín	17
Ilustración 9 Red de distribución	17
Ilustración 10 Vertedero rectangular y resalto hidráulico.....	48
Ilustración 11 Esquema del sistema de Agua Propuesto	95
Ilustración 12 Esquema de tratamiento propuesto	123
Ilustración 13 Cálculo para Desinfección de Agua	126
Ilustración 14 Cálculo para desinfección de agua	128
Ilustración 15 Opciones de cálculo hidráulico EPANET	129
Ilustración 16 LÍNEA DE CONDUCCIÓN MAG DIPILTO	132
Ilustración 17 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DE LA CAPTACION AL NODO 287.....	133
Ilustración 18 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 287 AL NODO 1244	134
Ilustración 19 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 1244 AL NODO 1650.....	135
Ilustración 20 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 1650 AL NODO 2094.....	136
Ilustración 21 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 2094 AL NODO 24180.....	137
Ilustración 22 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 24180 AL NODO 2736.....	138

Ilustración 23 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 2736 AL T. DE SAN AGUSTIN	139
Ilustración 24 Resultados obtenidos en nudos (conexiones).....	140
Ilustración 25 Resultados obtenidos en nudos (conexiones).....	141
Ilustración 26 Resultados obtenidos en nudos (conexiones).....	142
Ilustración 27 Resultados obtenidos en nudos (conexiones).....	143
Ilustración 28 Resultados obtenidos en nudos (conexiones).....	144
Ilustración 29 Resultados obtenidos en nudos (conexiones).....	145
Ilustración 30 Resultados en las tuberías.....	146
Ilustración 31 Resultados en las tuberías.....	147
Ilustración 32 Resultados en las tuberías.....	148
Ilustración 33 Resultados en las tuberías.....	149
Ilustración 34 Resultados en las tuberías.....	150
Ilustración 35 Resultados en las tuberías.....	151
Ilustración 36 Red de Distribución SIN CONSUMO para los barrios Gaspar García y Guadalupe	155
Ilustración 37 Red de Distribución SIN CONSUMO para los barrios Gaspar García y Guadalupe	156
Ilustración 38 Red de Distribución SIN CONSUMO para el barrio San Agustín..	157
Ilustración 39 Esquemas de Red de Distribución EPANET, Consumo Máximo Horario – Del T DN al nodo 2414	158
Ilustración 40 Esquemas de Red de Distribución EPANET, Consumo Máximo Horario	159
Ilustración 41 Esquemas de Red de Distribución EPANET, Consumo Máximo Horario	160
Ilustración 42 Esquemas de Red de Distribución EPANET, Consumo Máximo Horario Barrio San Agustín.....	161
Ilustración 43 Análisis económico social	167
Ilustración 44 Análisis económico social	168
Ilustración 45 Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del desarenador..	193
Ilustración 46 Cálculos Hidráulicos para el dimensionamiento del vertedero	193

Ilustración 47 Cálculos Hidráulicos para el dimensionamiento del Coagulador ..	195
Ilustración 48 Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del Floculador	196
Ilustración 49 Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del Sedimentador	197
Ilustración 50 Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento de la cámara de Filtración.....	198

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Población total por años censales 2015-2017	13
Tabla 2 Población beneficiaria del proyecto de agua potable	77
Tabla 3 Dotaciones especiales.....	36
Tabla 4 Coeficiente de Rugosidad (C) de Hazen- Williams para los diferentes tipos de materiales en los conductos.	39
Tabla 5 Calculo de la Tasa de crecimiento poblacional	88
Tabla 6 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN Y CONSUMO	92
Tabla 7 Descripción de tipo de tubería en Línea de Conducción	131
Tabla 8 Presupuesto de inversión. Precios Financiero	162
Tabla 9 Resumen de Costos Directos.....	163
Tabla 10 Costo del agua por m ³	164

CAPITULO I

GENERALIDADES

I. GENERALIDADES

1.1. Introducción

Nicaragua tiene recursos hídricos suficientes para satisfacer las necesidades de abastecimiento de agua actual y futura de la población, ya sean para un fin industrial, humano, doméstico o para recreación.

El municipio de Dipilto perteneciente al departamento de Nueva Segovia, se localiza a 239 kilómetros de la ciudad capital Managua, con una extensión territorial de 104.90 Km², considerándose el municipio más pequeño del departamento de Nueva Segovia. Tiene una altitud promedia sobre el nivel del mar de 822 msnm.

Dipilto se ubica entre las coordenadas 13° 43´ latitud norte y 86° 30´ Longitud Oeste. Para el año 2016 tenía una densidad poblacional de 6,435 habitantes de los cuales 599 habitantes pertenecían a la zona urbana y 5,836 a la zona rural, según INIFOM.

La economía familiar depende de la producción de café y la agricultura en menor escala, los alimentos tradicionalmente consumidos por la mayoría de las familias son los frijoles, arroz, tortillas, malanga en poca proporción, chaya o patate poco, pan, café, aceite o manteca, algunas veces, carne roja o blanca principalmente.

Existen 7,081 hectáreas de tierra de las cuales solamente el 37.1 es cultivable, en su mayoría para café, en algunas pocas áreas se cultiva maíz, frijoles en pocas cantidades, un 0.8% de chagüite, la producción de chayas no supe las necesidades de consumo de la población de Dipilto y generalmente la gente compra sus alimentos fuera del municipio.

La topografía del municipio es ondulada, los suelos son poco profundos con mediana fertilidad a pobre, con presencia de vegetación de pino y latifoliada, la textura de los suelos es arenosa con abundante grava de cuarzo. Hay alta fragilidad

de los suelos por las pendientes mayores a 45%, con buenas fuentes de agua para el consumo humano y riego para lo agropecuario en proporción menores.

Las prioridades de desarrollo del Gobierno de Reconciliación y Unidad Nacional (GRUN) están definidas en el Plan Nacional de Desarrollo Humano (PNDH, 2012), el cual se caracteriza por su enfoque a grupos pobres y vulnerables de la población en todos los sectores, enfatizando a la vez la responsabilidad del Estado.

Según el Plan Nacional de Desarrollo Humano *“Los principales objetivos de la política de abastecimiento de agua y saneamiento relacionados a los proyectos de agua son: Aumentar la cobertura efectiva, mejorar la calidad del servicio, promover el uso racional de este recurso, y asegurar el mantenimiento de los sistemas y redes existentes”*.

Como estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería estamos comprometidos con el desarrollo social y económico de este país, es por ello que se pretende retribuir con estudios que vayan enfocados al cumplimiento de ese compromiso.

Asumiendo ese rol se elaboró el “Diseño de Mini Acueducto por Gravedad en los barrios San Agustín, Gaspar García Laviana y Guadalupe del municipio de Dipilto, departamento de Nueva Segovia”, en el que se pretende beneficiar a 118 familias con un total de 462 personas entre hombres, mujeres y niños, habitantes de los barrios. El diseño contemplo conexiones domiciliarias de patio, contribuyendo de esta manera a mejorar las condiciones de vida de sus habitantes.

1.2. Antecedentes

Desde tiempos anteriores el suministro de agua potable es uno de los factores que ha venido afectando al ser humano. El agua es un elemento esencial para la existencia de vida en nuestro planeta.

El problema de la falta de agua potable es el más común en nuestro país, tal es el caso de los barrios en estudio ya que actualmente no existe sistema de abastecimiento capaz de suplir su demanda, ya que existe un tanque de almacenamiento, pero debido a un mal sistema de conducción y distribución solo algunos poseen este servicio, tomando en cuenta que solo llega el agua a su casa una o dos veces a la semana por un par de horas. Esto produce problemas sociales, económicos y de salud, tales como enfermedades endémicas fatales (hepatitis, cólera, parasitosis, etc.).

Otro factor de escases de agua potable es la deforestación a lo largo del planeta, las cuales afectan en gran medida el ciclo del agua. También la distribución irregular, se desperdicia, está contaminada y se gestiona de forma insostenible. El problema con el agua potable se está incrementando y con mayor incidencia en zonas rurales; por lo que los gobiernos municipales en conjunto con Organizaciones no Gubernamentales, ONG han elaborado proyectos de inversión para dar cobertura en el sector agua.

El sistema actual de agua por tubería en los barrios de Dipilto Nuevo tiene aproximadamente veinticinco años de funcionar desde su construcción en 1992 por la Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación (COSUDE) y La Alcaldía municipal de Dipilto (ALMUDI).

Se propuso el Diseño de un Mini Acueducto por Gravedad y en el cual se tomó en cuenta el 100% de las viviendas, para que todos los miembros de la comunidad puedan tener acceso al agua potable; por otra parte, en el municipio las fuentes de aguas son superficiales, y no existen pozos cercanos al área en estudio, solo existen

manantiales y quebradas, de los cuales la población improvisa captaciones y se abastecen de agua directamente con manguera.

El agua que actualmente consumen no es tratada con cloración, esta situación es un riesgo para la salud de los pobladores y especialmente en la niñez que es la más vulnerable.

1.3. Justificación

El crecimiento poblacional ocasiona una mayor demanda de servicios básicos, los focos urbanos están sobrepoblados, por lo que se ve la necesidad de hacer habitables los lugares que antes eran inhóspitos y que no contaban con servicios tales como agua potable, alcantarillado sanitario, energía eléctrica y vías de comunicación terrestres.

El propósito de esta investigación consistió en la necesidad que tienen estos barrios de consumo de agua potable segura, es decir en hacer un estudio en las fuentes de agua existentes en la comunidad para determinar las condiciones de ésta y si está apta para el consumo humano. Actualmente el agua que está consumiendo la población no es muy segura ya que contiene bacterias por el hecho que no es tratada, aún más se incrementa en las épocas del invierno donde la quebrada crece y el agua sale sucia. Por este motivo los niños y ancianos son los más afectados ya que están más expuestos a enfermar y si no se trata a tiempo podrían llegar a tener muchos efectos negativos. Sumado a ello está la escasez del vital líquido para satisfacción de necesidades básicas para la higiene personal y del hogar, que también tiene sus implicaciones en el campo de la salud pública. Parte de este problema se debe a que el sistema que abastecía está obsoleto por lo que se requiere un nuevo sistema de potabilización para el agua.

La Alcaldía como parte de plan de inversión municipal pretende dar abastecimiento de agua potable a los barrios que no cuentan con este servicio ya que es un recurso de vital importancia para la vida humana.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable para los barrios San Agustín, Gaspar García Laviana y Guadalupe del casco urbano del Municipio de Dipilto, Departamento de Nueva Segovia, del tipo Mini-Acueducto por gravedad (MAG).

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Realizar estudio socio–económico a familias beneficiadas por el proyecto con fin de conocer su situación actual.
2. Efectuar estudios topográficos para determinar las características de la zona.
3. Realizar aforos en la fuente principal, para la determinar la disponibilidad hídrica existente.
4. Analizar la calidad del agua proveniente de la fuente principal.
5. Efectuar el estudio de población y consumo y su proyección de la demanda.
6. Realizar un análisis hidráulico de las principales redes a diseñar mediante el uso del software EPANET.
7. Dimensionar las principales obras hidráulicas del sistema, a través del componente fuente- tanque- red.
8. Estimar el costo de construcción de las distintas obras del sistema.
9. Elaborar planos constructivos de cada elemento del sistema

CAPITULO II

CONCEPTUALIZACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO

II. CONCEPTUALIZACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO

2.1. Características generales del municipio

El municipio de Dipilto se encuentra ubicado a 239 Km de la ciudad capital Managua. La cabecera municipal de Dipilto se encuentra a 12 kilómetros de Ocotal, cabecera Departamental Nueva Segovia y a 24 Km a las Manos Nicaragua frontera con la hermana República de Honduras, la carretera se encuentra asfaltada en su totalidad.

La extensión territorial del Municipio de Dipilto es de 104.90 Km², considerándose el municipio más pequeño del departamento de Nueva Segovia. Tiene una altitud promedio sobre el nivel del mar de 822 msnm.

El municipio de Dipilto, se deriva de la lengua náhuatl, que significa, pueblo de mogotes o río de sanguijuelas. Creado según la Ley legislativa en el año de 1942, y Ley de División Política Administrativa, publicada en Managua, Capital de la República de Nicaragua en octubre de 1989 y abril de 1990. Dipilto pertenece al departamento de Nueva Segovia, por su superficie es el municipio más pequeño de la región.

Ficha municipal del municipio de Dipilto

Figura 1. Ficha municipal del municipio de Dipilto

Nombre del Municipio	Dipilto
	San Agustín, Gaspar García Laviana, Guadalupe
Extensión territorial	169,.2 km ²
Posición geográfica	Dipilto se ubica entre las coordenadas 553342-1516939

Límites	Norte: Honduras Sur: Municipio de Ocotal. Este: Municipio de Mozonte. Oeste: Municipio de Macuelizo.
Población	Población Total: 500 habitantes Viviendas: 125
Clima	El clima es cálido, se puede afirmar que el recurso natural no se ha aprovechado correctamente.
Fuentes de Agua	Quebrada
Tipo de suelo	Se caracteriza por ser un suelo franco arenoso
Principales actividades socio- económicas	Aprovechamiento Forestal, agricultura en menor escala
Número de localidades	Dividido en tres sectores

Fuente: Alcaldía Municipal de Dipilto

2.2. Ubicación

El municipio de Dipilto se localiza en las coordenadas 13° 43´ latitud norte y 86° 30´ longitud oeste.

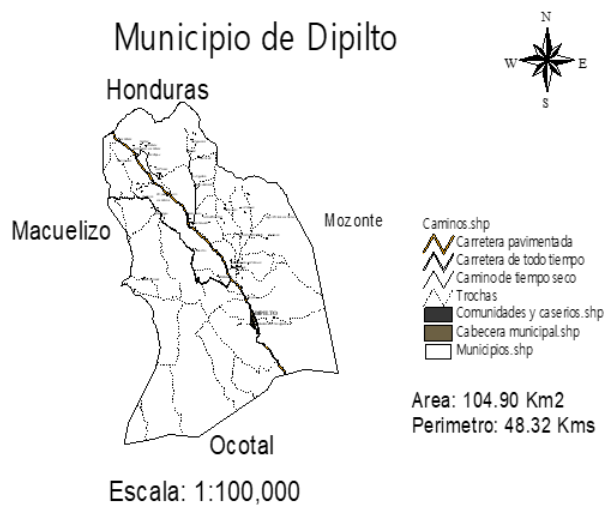
Sus límites municipales son:

Norte: República de Honduras.

Sur: Municipio de Ocotal.

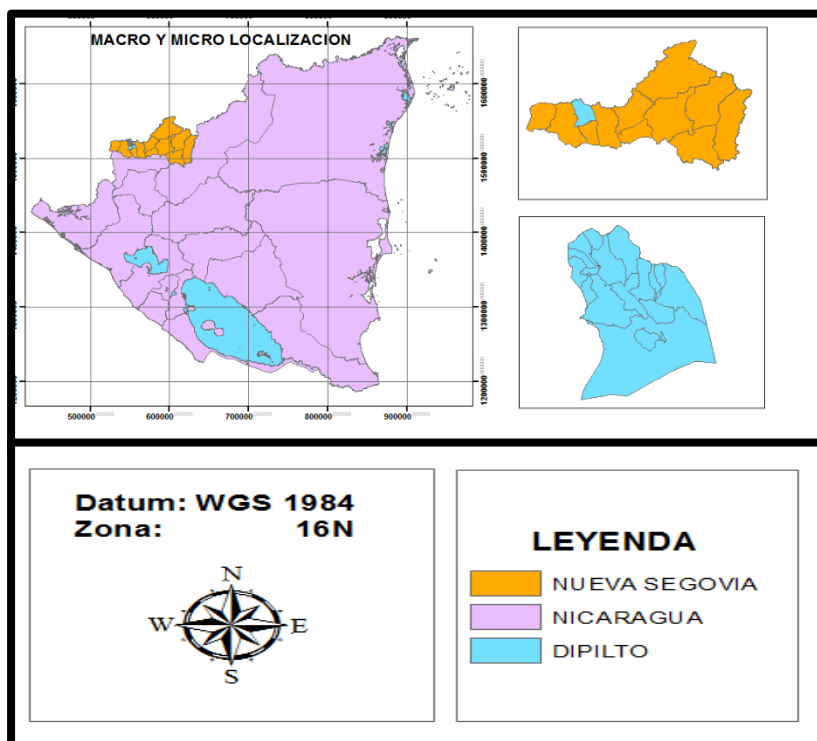
Este: Municipio de Mozonte.

Oeste: Municipio de Macuelizo



Fuente: Alcaldía Municipal de Dipilto

Ilustración 1 Macro y micro localización del área en estudio



Fuente: Alcaldía Municipal de Dipilto

2.3. Características físicas

2.3.1. Superficie:

La extensión territorial del Municipio de Dipilto es de 104.90 km², considerándose el municipio más pequeño del departamento de Nueva Segovia. Tiene una altitud promedio sobre el nivel del mar de 822 msnm.

2.3.2. Topografía:

La topografía del municipio es ondulada, los suelos son poco profundos con media fertilidad a pobre, con presencia de vegetación de pino y latifoliada, la textura de los suelos es arenosa con abundante grava de cuarzo. Hay alta fragilidad de los suelos por las pendientes mayores a 45%, con buenas fuentes de agua para el consumo humano y riego para lo agropecuario en proporción menor.

2.3.3. Recursos hídricos:

Las fuentes que alimentan al Río Dipilto, están distribuidas en cinco cuencas de mayor afluente como:

- 1. Los Pirineos**, ubicada en las comunidades Cambalache y las Manos.
- 2. La Laguna**, ubicada en las comunidades de La Laguna No. 1 y 2.
- 3. Nopata**, ubicada en las comunidades de la Tablazón, Las Nubes, El Volcán y Dipilto Viejo.
- 4. Las Gradass**, ubicada en las comunidades del Ojo de Agua y Loma Fría.
- 5. El Perote**, ubicada en las comunidades El Volcán y Dipilto Nuevo.

Con algunas pequeñas fuentes en el extremo norte del cauce principal del río. La Tablazón presenta la mayor frecuencia (Fr) de ríos con respecto al resto de microcuencas, con el mayor aporte, caudal base total.

2.3.4. Climatología:

El tipo de clima que predomina en la es el subtipo Aw2(C)igw, Semicálido Subhúmedo de mayor humedad, donde las temperaturas medias anuales son bastantes estables, oscilando éstas entre 18.60° y 24.5°C y la temperatura media de los meses más fríos (noviembre y diciembre), es de 19.9°C.

2.3.5. Vías de comunicación y transporte:

Dipilto no cuenta con unidades de transporte colectivo, se hace uso del servicio intermunicipal, dependiendo de la cabecera departamental; éstos hacen su recorrido cada 40 minutos de Ocotal a Dipilto - Las Manos o viceversa, sobre la carretera Panamericana.

2.3.6. Servicios públicos

Energía eléctrica

Anteriormente el municipio de Dipilto contaba con el 40% de cobertura eléctrica actualmente el municipio cuenta el 85% de energía domiciliar tanto urbano como Rural.

Telecomunicaciones

El Municipio no cuenta con oficinas de ENITEL. Existen sólo dieciocho abonados telefónicos, uno ubicado en la Alcaldía, 11 en el puesto de migración de Las Manos y 6 en Dipilto urbano.

Actualmente, la población tiene acceso al servicio de celulares de las empresas Claro y Movistar.

La Alcaldía cuenta con un radio de comunicaciones unido a las comunidades del municipio.

Cuenta el municipio con el servicio de Parque Wifi en el Bo Gaspar García Laviana. La Alcaldía cuenta con una Sala de Videoconferencia en su local. Permite un servicio de calidad en cuanto a conexión estable e imagen en HD.

Agua potable

El municipio no cuenta con agua potable actualmente, la mayoría de las comunidades consumen agua por tubería.

La cobertura de agua en todo el municipio es un 70%.

Salud

El municipio cuenta con un centro de salud llamado “Ramón Sevilla”. Este cuenta con 6 médicos, 4 mujeres y 2 hombres, 17 enfermeras, 3 enfermeros, atiende un promedio mensual de 718 hombres y 405 mujeres brindando el servicio a todo el municipio.

Tiene programas dirigidos a las mujeres, niñez, adolescencia, atención crónica, embarazadas, medicina natural, emergencias, atención a pacientes con capacidades diferentes, ultrasonido, crioterapia, atención a farmacia y servicio de ambulancia.

En centro cuenta con oficina para dirección, sala de espera, bodega, laboratorio, área de ingresos, labor y parto, servicios higiénicos (inodoros con sumideros), la estructura en general es de bloques de concreto, techo de zinc, pisos cerámicos en buen estado, energía eléctrica, agua por tubería de la red pública.

Educación

En el casco urbano del municipio de Dipilto hay dos escuelas cuyos nombres son: José Dolores Estrada que imparte los niveles de escolaridad de preescolar y primaria, y el Instituto que imparten clases de primero a quinto año de secundaria, con modalidad diaria.

2.4. Población

De acuerdo con los datos proporcionados por la Alcaldía Municipal de Dipilto, según el censo del 2015 realizado por el INIDE, la población era de 547 habitantes.

Tabla 1. Población total por años censales 2015-2017

Datos para estimar la tasa de crecimiento comunal			
Dato histórico	AÑO	Población de la comunidad	Tasa de crecimiento comunal %
Habitantes N°	2015	547 hab.	0.46%
Dato presente	2017	552 hab.	2.50%

Fuente: Alcaldía Municipal de Dipilto

2.4.1. Aspectos económicos

La economía familiar depende de la producción de café y la agricultura en menor escala, los alimentos tradicionalmente consumidos por la mayoría de las familias son los frijoles, arroz, tortillas, chaya, pan, café, aceite o manteca, algunas veces, carne roja o blanca principalmente.

Existen 7,081 hectáreas de tierra de las cuales solamente el 37.1 es cultivable, en su mayoría para café, en algunas pocas áreas se cultiva maíz, frijoles en pocas cantidades, un 0.8% de chagüite, la producción de chayas no supe las necesidades de consumo de la población de Dipilto y generalmente la gente compra sus alimentos fuera del municipio.

2.5. Diagnóstico situacional del sistema de agua existente

El sistema actual de agua por tubería en la comunidad de Dipilto tiene aproximadamente veintisiete años de funcionar desde su construcción en 1992 por la Agencia Suiza para el Desarrollo y la Cooperación (COSUDE) y la Alcaldía municipal de Dipilto (ALMUDI), componiéndose por los siguientes elementos: obras

de captación, líneas de conducción, pilas rompe presión, tanques de almacenamiento, red de distribución.

El sistema existente no es considerado como un sistema de agua potable ya que no posee ningún tipo de tratamiento, ni desinfección que garantice que sea agua sanitariamente segura.

2.5.1. Características del componente del sistema

El sistema actual que abastece a los barrios de Dipilto fue construido por COSUDE en 1992, no existen archivos de catastro de redes, planos de estructuras, memorias de cálculos o cualquier otra base de datos que faciliten el levantamiento de catastro de red y demás componentes.

2.5.1.1. Captación

La captación un dique de toma central construido en el 2013, de concreto ciclópeo, con cota de 1,271 m.s.n.m., en propiedad de la señora María Mercedes Jiménez Mantilla.

El dique de toma está compuesto por una cámara de captación de 1.00 x 1.00 x 1.00 metro, está llena de bolones que filtran el agua de partículas gruesas, hojas, ramas entre otros; al momento de verificar el estado actual del sistema, este contenía gran cantidad de finos sedimentados. La tubería de salida es HG de 3" pulgadas de diámetro en estado regular, se observó que se ha sedimentado, hay bolones y material fino que arrastra el agua en su paso.

Ilustración 3 Dique de captación central



Ilustración 2 Dique de captación central



2.5.1.2. Línea de conducción

La línea de conducción está conformada por una serie de elementos tales como tuberías de diferentes diámetros y material, entre ellas tuberías de HG de 2" en su mayoría ubicadas en los pases aéreos, y tuberías de PVC de 2" de diámetro, a su vez se observó que en su mayoría la tubería PVC SDR 26 se encuentra en mal estado con perforaciones y reparaciones de forma artesanal.

En la línea de conducción existe un paso aéreo importante, la tubería de 2" pulgadas HG pasa por debajo de un puente.

Ilustración 4 Cambio de material de HG a PVC



2.5.1.3. Almacenamiento

Uno de los tanques de almacenamiento de agua se ubica en el barrio Dipilto Viejo, Contiguo a la Cooperativa de Producción Artesanal Casa Manos Mágicas, tiene como dimensiones externas 4.45 x 4.45 x 2.16 tiene una capacidad de almacenamiento de 28.94 m³ unos 7,645.97 galones.

El tanque no tiene cerca perimetral, no está debidamente identificado, fue notorio la falta de mantenimiento rutinario, limpieza externa del tanque e interna, las tapas para acceder al interior del tanque están sin seguro y corroídas.

Ilustración 6 Tanque de almacenamiento ubicado en el barrio Dipilto Viejo



Ilustración 5 Tanque de almacenamiento ubicado en el barrio Dipilto Viejo



A su vez el tanque de almacenamiento que se encuentra en el barrio San Agustín, propiedad de la Alcaldía Municipal de Dipilto, tiene medidas externas 3.02 x 3.02 x 2.20 metros y una capacidad de 13 m³ unos 3,434 galones, no se observaron grietas, no se observó asentamiento diferencial en la estructura, pero se puede dar debido a la erosión del suelo bajo la cimentación de esta.

Ilustración 8 Tanque de almacenamiento ubicado en el barrio San Agustín



Ilustración 7 Tanque de almacenamiento ubicado en el barrio San Agustín



2.5.1.4. Red de distribución

La red de distribución de Dipilto es del tipo combinada e inicia en las coordenadas 552548.25 1518923.88 con una elevación de 1000.2msnm y tubería a una profundidad somera de 15 cm, sale de la propiedad del tanque y continua su trayecto por la derecha bajando hacia la carretera Panamericana Ocotál - Las Manos, se encuentra tubería de diferentes tipos de diámetro desde los 3" hasta diámetros de 1 ½".

Ilustración 9 Red de distribución



CAPITULO III

MARCO TEÓRICO

III. MARCO TEÓRICO

Para resultados de este proyecto, a continuación, se definen los estudios básicos que permitirán dar respuesta al problema:

3.1. Estudio hidrológico

Ciclo hidrológico: El ciclo hidrológico involucra un proceso de transporte recirculatorio e indefinido o permanente, este movimiento permanente del ciclo se debe fundamentalmente a dos causas: la primera, el sol que proporciona la energía para elevar el agua (evaporación); la segunda, la gravedad terrestre, que hace que el agua condensada descienda (precipitación y escurrimiento).

Escorrentía: La escorrentía puede ser superficial o subsuperficial. Una parte importante del agua de un evento lluvioso, sobre todo en áreas forestales, es de flujo subsuperficial, es decir, agua que no circula en régimen de lámina libre, sino que inicialmente se infiltra, escapa de la evapotranspiración y, en vez de constituir infiltración eficaz, circula horizontalmente por la parte superior de la zona no saturada hasta volver a la superficie

- **Escorrentía superficial:** Es la porción de lluvia que no es infiltrada, interceptada o evaporada y que fluye sobre las laderas. En realidad, la escorrentía superficial, la infiltración y la humedad del suelo son interactivas entre sí, por tal motivo se debe tener cuidado en seleccionar el modelo adecuado para cada caso.
- **Escorrentía subsuperficial:** Es el agua que ha sido previamente infiltrada y no alcanza el almacenamiento subterráneo o acuífero, por lo tanto debe ser considerada como parte de la escorrentía.

Captación de agua: consiste en recolectar y almacenar agua proveniente de diversas fuentes para su uso benéfico. El agua captada de una cuenca y conducida a estanques reservorios puede aumentar significativamente el suministro de ésta para el riego de huertos, bebederos de animales, la acuicultura y usos domésticos.

3.2. Estudio Socio económico

Este tiene como objetivo conocer la capacidad económica de la población, debe considerarse que la construcción de todo sistema de agua potable implica inversiones de cuantiosos recursos tanto humanos, técnicos y económicos. En todo sistema de abastecimiento de agua, los costes de operación y mantenimiento son inevitables y deben ser cubiertos por la población servida. Sumado a estos, están los costos de instalación de tuberías y accesorios dentro de la vivienda.

Dentro del estudio socioeconómico también se incluye un estudio de población, con el objetivo de determinar sus características generales: densidad poblacional, estructuras por edades y nivel de ingreso, entre otros; de manera que se facilite la estimación de la tasa de crecimiento poblacional.

3.3. Encuesta

Según el Manual de Administración del Ciclo de Proyecto Municipal (MACPM) del Fondo de Inversión Social de Emergencia (FISE), en su Capítulo II: Preinversión “Para adquirir un óptimo desarrollo del proyecto, es necesario reconocer la situación actual y las necesidades básicas de los barrios de San Agustín, Gaspar García Laviana y Guadalupe, a través de un estudio Socio – Económico realizado directamente a los pobladores, los aspectos a considerar son:

- *Verificar usuarios beneficiarios.*
- *Procesar y analizar Encuestas de Beneficiarios*

- *Recoger información sobre la forma y costo del abastecimiento actual.*
- *Recoger información sobre los aportes comunitarios.*
- *Verificar la voluntad o disposición al pago de los beneficiarios.*
- *Estimar los ingresos por vivienda beneficiaria.*
- *Estimar la tarifa que puede ser pagada por el servicio.*
- *Evaluar la sostenibilidad económica del proyecto.*
- *Verificar situación de saneamiento (eliminación de excretas)”*

3.4. Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos se realizan para localizar objetos y medir el relieve, los accidentes de terreno y las variaciones tridimensionales de la superficie terrestre. Proporcionan información detallada sobre elevaciones y la ubicación de elementos naturales y artificiales (edificios, caminos, corrientes, etcétera) de tal forma que es posible dibujar la información completa en planos (denominados planos topográficos).

3.4.1. Planos topográficos

Con la información topográfica de planimetría y altimetría se elaboran los planos topográficos. Para el caso de las líneas de conducción debe ser planta y perfil.

Según el Manual de Administración del ciclo de Proyecto Municipal. (MACPM), Agua y Saneamiento Rural en su Capítulo VII: “Los planos deberán indicar las curvas de nivel en cada PI y entre PI a cada 2.0 m. de intervalo de elevación. En los planos se deben indicar todos los accidentes topográficos del terreno y localización de la infraestructura existentes (puentes, alcantarillas, línea eléctrica, etc). También se deben localizar todas las viviendas, con una identificación (nombre del jefe de familia) y edificios públicos (escuelas, iglesias, centros de salud, etc). Los planos deben ser elaborados en copia electrónica, utilizando la escala adecuada (1:1000)”.

3.5. Fuente de abastecimiento.

La fuente de abastecimiento para el suministro de agua potable constituye el elemento más importante de todo el sistema, por tanto, debe estar lo suficientemente protegida y debe cumplir dos propósitos fundamentales.

Suministrar agua en cantidad suficiente para abastecer la demanda de la población durante el período de diseño considerado.

Mantener las condiciones de calidad necesarias para garantizar la potabilidad de esta.

3.6. Tipos de fuente

Aguas atmosféricas: son las aguas de lluvias, estas están menos expuestas a la contaminación con bacterias y parásitos, pero no constituyen fuente de aprovechamiento constante, pues deben colectarse en épocas de lluvias y almacenarse durante el verano.

Aguas superficiales: corrientes (ríos, arroyos y quebradas) y estancadas (lagos, lagunas y quebradas). Proviene en gran parte y pueden recibir de manantiales. Están sometidas a la acción del calor, la luz y estas pueden ser contaminadas por el vertedero de afluentes cargados de sustancias orgánicas.

Aguas subsuperficiales (manantiales y afloramientos): Es el agua que se infiltra en el subsuelo y que al desplazarse a través de los pozos de los manantiales subterráneos y que por sus elevaciones o pendientes pueden reaparecer en la superficie en forma de manantiales.

Aguas subterráneas: son aquellas que se han infiltrado desde la superficie de la tierra hacia abajo por los poros del suelo a través de la gravedad, hasta que alcanza un estrato permeable.

3.6.1. Manantiales

Los manantiales son puntos localizados en la corteza terrestre por donde aflora el agua subterránea. Generalmente este tipo de fuentes sufre variaciones en su producción, asociadas con el régimen de lluvia en la zona. En la mayoría de los casos, es de esperar que el caudal mínimo del manantial coincida con el final del período seco en la zona.

Los criterios para considerar un manantial como fuente de suministro de agua potable son los siguientes:

1. El dato o datos de aforo deberán corresponder al final del período seco de la zona y se tomará como base para el diseño, el mínimo valor obtenido.
2. El caudal crítico de producción de la fuente deberá ser mayor o igual al consumo máximo diario de la población al final del período de diseño, de lo contrario se desechará su utilización, o se complementará con otra fuente disponible.

3.7. Obra de captación.

El diseño geométrico de la obra de toma deberá tomar en cuenta la conservación de las condiciones naturales del afloramiento, evitando excavaciones, movimientos de tierra, rellenos, carga hidrostática que pudieran afectar al flujo natural y original del agua.

Por otro lado, se debe procurar dar protección física a la fuente de abastecimiento contra posibles causas de contaminación del agua.

Las obras de captación son todas aquellas que se constituyen para reunir adecuadamente aguas aprovechables, su finalidad básica es agrupar bajo cualquier condición de flujo durante todo el año la captación de aguas previstas.

El tipo de obra a emplearse está en función de las características de la fuente, de la calidad, de la localización y su magnitud. Pueden hacerse por gravedad, aprovechando la diferencia de nivel del terreno o por impulsión (bombas). Las dimensiones y características de la obra de toma deben permitir la captación de los caudales necesarios para un suministro seguro a la población.

Según la calidad del agua la captación puede ser:

- ✓ Directa: cuando la calidad física, química y bacteriológica adoptan la cloración como tratamiento mínimo.
- ✓ Indirecta: cuando la calidad bacteriológica o la turbidez ocasional de la misma, requiere el aprovechamiento de la filtración natural a través de estratos permeables conectados con el río.

3.8. Demanda de agua potable

La demanda de agua potable se refiere a la cantidad de agua que se requiere para satisfacer las necesidades de consumo de la población en el suministro vital líquido.

3.8.1. Consumo Promedio Diario (CPD)

No es más que el producto de la dotación de demanda y consumo adoptada como la cantidad de agua por persona por día multiplicado por el número de habitantes de la comunidad.

3.8.2. Pérdidas en el sistema

Las fugas por pérdidas en el sistema o pérdidas de operación se expresan como un porcentaje del Consumo Promedio Diario, el cual no será mayor al 20%, según las Normas Técnicas para proyectos de Agua Potable en el sector rural, emitidas por ENACAL.

3.8.3. Consumo Promedio Diario Total (CPDT)

El consumo Promedio Diario Total, es la suma del consumo Promedio Diario más las pérdidas por operación en el sistema.

3.8.4. Consumo de Máximo Día (CMD)

Las condiciones y variaciones en el clima inciden directamente en el consumo de agua potable, a través de los meses, semanas y días dentro de un año y con respecto al Consumo Promedio Diario. En uno o más días del año se dará un máximo consumo por encima del promedio diario, al que se conoce como Consumo de Máximo Día.

3.8.5. Consumo de Máxima Hora (CMH)

Durante el transcurso del día de máximo consumo, también se presentan fluctuaciones horarias en el consumo de agua, estas pueden ser máximas y mínimas; el exceso máximo horario que se presenta en el día de máxima demanda sobre el consumo promedio diario se conoce como Consumo de Máxima Hora.

3.9. Línea de conducción

La línea de conducción y red de distribución, junto con la fuente, forman la parte más importante del sistema de abastecimiento de agua, ya que por su medio el agua puede llegar hasta los usuarios.

La línea de conducción es el conjunto de ductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde la captación hasta la comunidad, formando el enlace entre la obra de captación y la red de distribución. Su capacidad deberá ser suficiente para transportar el gasto de máximo día. Se le deberá proveer de los accesorios y obras de arte necesarios para su buen funcionamiento, conforme a las presiones de trabajo especificadas para las tuberías, tomándose en consideración la protección y mantenimiento de estas.

Cuando la topografía del terreno así lo exija se deberán instalar válvulas de “aire y vacío” en las cimas y válvulas de “limpieza” en los cumpios.

De acuerdo con la naturaleza y características de la fuente de abastecimiento, se distinguen dos clases de líneas de conducción, conducción por gravedad y conducción por bombeo.

3.9.1. Línea de conducción por gravedad

En el diseño de una línea de conducción por gravedad se dispone para transportar el caudal requerido aguas abajo de una carga potencial entre sus extremos que puede utilizarse para vencer las pérdidas por fricción originadas en el conducto al producirse el flujo. Se deberá tener en cuenta los aspectos siguientes¹:

1. Se diseñará para la condición del Consumo de Máximo Día al final del período de diseño, el cual resulta al aplicar el factor de 1.5 al Consumo Promedio Diario más las Pérdidas.
2. En los puntos críticos se deberá mantener una presión de 5.00 m por lo menos.
3. La presión estática máxima estará en función de las especificaciones técnicas de la clase de tubería a utilizarse, sin embargo, se recomienda mantener una presión estática máxima de 70.00 m, incorporando en la línea pilas rompe-presión donde sea necesario.

3.10. Almacenamiento

El almacenamiento es un elemento del sistema de distribución que desempeña una función importante para su suministro continuo, oportuno, satisfactorio y económico a la población, de este depende el buen funcionamiento de abastecimiento de agua a la comunidad, brindar presiones adecuadas en la red de distribución y disponer de reserva ante eventualidades e interrupciones en el suministro de agua, tal como

¹ Normas Técnicas “Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en el Medio Rural” (NTON 09001-99).

de energía en el equipo de bombeo, o reparaciones del mismo, incendios, y variaciones de consumo.

Los tanques de almacenamiento juegan un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, así como su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente. Además, equilibra el suministro de aportación constante dado por las bombas con régimen de demanda variable en la red de distribución. Esto se logra almacenando agua durante la noche cuando el consumo es bajo y la presión es alta, a esta agua almacenada se le conoce como volumen compensador.

Existen dos tipos de tanques para agua tratada

- ✓ Tanques apoyados en el suelo.
- ✓ Tanques elevados.

Para la ubicación del tanque se debe buscar un sitio adecuado topográficamente lo más cerca posible de la red de distribución de tal manera que brinden presiones de servicios aceptables en los puntos de distribución y de acuerdo con su ubicación el tanque de almacenamiento puede ser de alimentación cuando se ubica entre la fuente de abastecimiento y la red de distribución o de excedencia (cola), cuando se ubica dentro o fuera de la red.

Los tanques de almacenamiento no son solamente una opción sino una herramienta básica para mantener un sistema de agua en funcionamiento constante con eficiencia y calidad.

3.10.1. Funciones del tanque de almacenamiento

Un tanque de almacenamiento cumple tres propósitos fundamentales:

- ✓ Compensar las variaciones de consumo diario (durante el día).

- ✓ Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.
- ✓ Atender situaciones de emergencia, tales como incendios, interrupciones en el servicio por daños en la tubería de conducción o de desabastecimiento de bombeo.

3.10.2. Tanque sobre el suelo

En el diseño de los tanques sobre el suelo debe de considerarse lo siguiente:

- ✓ Cuando la entrada y salida de agua es por medio de tuberías separadas, estas se ubicarán en los lados opuestos con la finalidad de permitir la circulación del agua.
- ✓ Debe considerarse un paso directo y el tanque conectado tipo puente (baipás), de tal manera que permita mantener el Servicio mientras se efectúe el lavado o reparación del tanque.
- ✓ La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- ✓ Se instalarán válvulas de compuerta en todas las tuberías, limpieza, entrada y salida con excepción de la de rebose, y se recomienda que las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- ✓ Se debe de considerar los demás accesorios como; escaleras, respiraderos, indicador de niveles y acceso con su tapadera.

3.11. Red de distribución

Una red de distribución es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde tanques de almacenamiento hasta las tomas domiciliarias o hidrantes públicos; con el fin de proporcionar agua a los usuarios para consumo doméstico, publico, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como el extinguir incendios.

La red de distribución está formada por tubería principal, llamada circuitos troncales o maestras y por tuberías secundarias o de relleno. Las conducciones primarias o arterias principales forman el esqueleto del sistema de distribución, se sitúa de tal forma que transporta grandes cantidades de agua desde la estación elevada a los depósitos y de estos a las diferentes partes del área abastecida. Las conducciones secundarias forman anillos más pequeños dentro de las arterias principales entrelazándolas entre sí, transportando grandes cantidades de agua desde las arterias principales a las diferentes áreas para cubrir el suministro normal y el caudal para la extinción de incendios.

La red de distribución tiene las funciones de suministrar agua a los diferentes consumidores en cantidad suficiente y entregar agua sanitariamente segura.

3.11.1. Tipos de redes

Dependiendo de la topografía, de la viabilidad de la ubicación de la fuente de abastecimiento y del tanque de almacenamiento puede determinarse el tipo de red de distribución.

3.11.1.1. Tipos ramificados

Son redes de distribución construidas por ramales, troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden construir pequeñas mallas o ramales ciegos. Este tipo de red es usada cuando la topografía es tal que dificulta o no permite la interconexión entre ramales.

3.11.1.2. Tipos mallados

Son aquellas redes construidas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red es el más conveniente y tratara siempre de lograrse mediante interconexiones de tuberías a fin de crear circuitos cerrados que permitan un servicio más eficiente y permanente.

3.12. Conexiones domiciliarias

Son tomas de agua que se aplica en el sector rural, pero en ocasiones esporádicas y sujetas a ciertas condiciones, tales como disponibilidad suficiente de agua, bajos costos de operaciones (sistemas por gravedad), capacidad de pago de la población, y número de usuarios del servicio.

3.13. Accesorios

Los accesorios son piezas especiales que se instalan en las tuberías con fines de limpieza, separación y seguridad en la misma, estos se colocan como elementos de unión entre los componentes de una conducción de agua, se utilizan para efectuar intersecciones de conductos, variación de diámetros, cambios de dirección, conexiones con válvulas, etc. Este grupo es constituido por juntas carretes, extremidades, tees, cruces, codos y reducciones, entre otros.

Este tipo de elementos se deben inspeccionar frecuentemente, para verificar si no tienen fugas, si trabajan correctamente y no se encuentran obstruidos por elementos extraños o deterioro.

3.13.1. Accesorios y dispositivos especiales

Estructuras complementarias, que se precisen para el buen funcionamiento tales como: pilas rompe presión, válvulas de aire (ventosas) en los puntos altos y válvulas de limpieza (purga) en los puntos bajos.

3.13.1.1. Válvulas

Son dispositivos que permiten el control del flujo en la conducción, atendiendo a situaciones de: corte y control de flujo, acumulación de aire, por llenado y vaciado de la conducción, depresiones y sobrepresiones generadas por fenómenos transitorios y retroceso del agua por paro del equipo de bombeo, entre otras.

3.13.1.2. Válvula de aire

Las líneas de conducción por gravedad tienen la tendencia a acumular aire en los puntos altos, cuando se tienen presiones altas el aire tiende a disolverse y continúa en la tubería hasta que es expulsado, pero en los puntos altos de relativa baja presión, el aire no se disuelve creando bolsas que reducen el área útil de la tubería.

La acumulación de aire en los puntos altos provoca:

- ✓ Reducción del área de flujo del agua y consecuentemente se produce un aumento en las pérdidas y una disminución del gasto.
- ✓ Produce golpes repentinos en la tubería, a fin de prevenir estos fenómenos deben utilizarse válvula automática, que ubicadas en todos los puntos altos permitan la expulsión del aire acumulado y la circulación del gasto deseado. El diámetro se selecciona igual $1/12$ del diámetro de la tubería principal.

3.13.1.3. Válvula de limpieza

En las líneas de conducción con topografía accidentada existirá la tendencia a la acumulación de sedimentos en los puntos bajos por lo cual resulta conveniente colocar dispositivos que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías. En este caso se usará el diámetro inmediato inferior al de la línea principal.

3.13.1.4. Válvula reguladora de presión

Se usan para mantener una presión constante en la descarga, aunque en la entrada varíe el flujo o la presión. Ella produce en su interior una pérdida constante cualquiera que sea la presión de entrada.

Figura 2. Válvula reguladora de presión



3.13.1.5. Tee

Las tee se utilizan para unir tres conductos, donde las tres uniones pueden ser del mismo diámetro, o dos de igual diámetro y uno menor. En el segundo caso se llama tee de reducción.

3.13.1.6. Reducciones

Las reducciones se emplean para unir dos tubos de diferente diámetro.

3.14. Tratamiento del agua

Si la calidad del agua satisface las normas recomendadas deberá someterse a tratamiento de potabilización. Toda agua que se utiliza para consumo humano debe someterse a desinfección, incluso la de origen subterráneo para prevenir cualquier contaminación durante la distribución.

Las mayorías de las aguas subsuperficiales requieren en mayor o en menor grado de algún tratamiento para cumplir con los requisitos de potabilización y en consecuencia la mayoría de los sistemas de agua potable poseen plantas de tratamiento (como mínimo cloración). Desde hace décadas, el cloro ha sido un

desinfectante muy importante y ha jugado un papel esencial en el tratamiento de agua.

El cloro es el desinfectante más extendido y usado a nivel mundial. En Nicaragua casi todos los sistemas de abastecimiento que desinfectan el agua potable es el cloro debido a su potencia germicida, economía y eficiencia. Además, los desinfectantes basados en cloro son los únicos desinfectantes principales con las propiedades residuales duraderas que previenen el crecimiento microbiano y proporcionan protección continua durante la distribución de la planta de tratamiento al hogar.

3.14.1. Cloración

La cloración es el procedimiento de desinfección de aguas mediante el empleo de cloro o compuestos clorados. Se puede emplear gas cloro, pero normalmente se emplea hipoclorito de sodio (lejía) por su mayor facilidad de almacenamiento y dosificación. En algunos casos se emplean otros compuestos clorados, como dióxido de cloro, hipoclorito de calcio o ácido cloro isocianúrico. La dosis empleada se determina por ensayos, y debe cubrir la demanda de cloro y un residual para evitar posteriores reinfecciones del agua en los circuitos.

CAPITULO IV

DISEÑO

METODOLÓGICO

IV. DISEÑO METODOLÓGICO

4.1. Evaluación socioeconómica y censo poblacional

Se realizó varias visitas a los barrios, se reunió con líderes comunales para informar los objetivos del proyecto. En conjunto con la Alcaldía realizamos censo poblacional al 100% de las viviendas en los barrios a ser beneficiados, determinando la población por grupos de edad y sexo.

Paralelo al censo poblacional se realizó encuesta socioeconómica, el formato de encuesta socioeconómica incluyó además de datos poblacionales correspondiente al censo los siguientes datos: escolaridad, población económicamente activa, ingresos y gastos por vivienda, clase de vivienda, servicios generales, etc.

Las actividades de censo y encuesta socioeconómica fueron previamente planificadas a partir de un esquema general de las comunidades en donde se localizaron la ubicación de las viviendas. El objetivo de las encuestas fue con el propósito que los datos arrojados representaran realmente la situación de la comunidad.

4.2. Información topográfica

Por medio del Área de Proyecto Municipal de Dipilto, se realizaron estudios topográficos (Curvas de nivel, Planimetría y altimetría) de los barrios San Agustín, Gaspar García Laviana y Guadalupe del municipio de Dipilto.

4.2.1. Levantamiento topográfico general (planimetría y altimetría).

Todo el trabajo de campo se realizó utilizando el método de alta precisión, para el cual se empleó un equipo Estación Total Marca Sokkia 650 RX, realizado por un técnico en topografía asignado por la Alcaldía Municipal de Dipilto. Se inició el trabajo definiendo un Bench Mark (BM) ubicado con base a coordenadas de un GPS propiedad del topógrafo. Este punto fue la estación de partida y fue ubicado en un

sitio difícil de remover o deteriorar. Toda la información topográfica generada en este estudio es suficiente para replantear las poligonales del proyecto durante la ejecución de este y se entregan de forma digitalizadas integralmente como fueron bajadas del equipo de levantamiento topográfico utilizado.

En el levantamiento topográfico planimétrico se determinó la ubicación de vías de acceso, escuelas, iglesias, alcantarillas, postes de alumbrado eléctrico, cunetas, cauces, puentes y otros puntos de referencia importantes o de interés público. En lo que se refiere a las viviendas, se registraron la ubicación de estas sin que ello signifique una delimitación exacta.

Para el levantamiento altimétrico en cada estación o PI se cuenta con la elevación, información fundamental para el dimensionamiento del sistema y garantizar que el agua llegue a cada vivienda a beneficiar.

4.3. Aforos en la fuente

Dicho aforo se realizó por el método volumétrico, que consiste en llenar un balde volumen conocido y medir y registrar el tiempo en segundos.

4.4. Análisis de calidad de agua de la fuente

Los análisis de calidad de agua fueron realizados por la Alcaldía Municipal de Dipilto a través de la UNI-PIENSA y ENACAL.

a) Análisis Físico – Químico del agua

Para conocer la calidad del agua de la fuente de abastecimiento que será utilizado para abastecer de agua potable a la comunidad, se solicitó el apoyo de la alcaldía municipal para ver si existe un registro de análisis físico químico, bacteriológico, plaguicidas y organoclorados de dicha fuente, de lo contrario se deberán realizar muestreo y solicitar análisis de agua a un laboratorio competente.

4.5. Estudio de población y consumo y su proyección de la demanda

Los criterios que se tomaron en cuenta para determinar si la fuente de abastecimiento es apta son los siguientes:

4.5.1. Capacidad de la fuente

Para determinar la capacidad de la fuente se realizó un aforo en la fuente de abastecimiento disponible, tomando en cuenta los criterios de las normas establecidas.

4.5.2. Población de diseño

Para el cálculo de las poblaciones futuras se usó el método geométrico expresado por la formula siguiente:

Formula N°1

$$P_n = P_o (1 + r)^n$$

Donde:

P_n: Población final

P_o: Población inicial

r: Tasa de crecimiento

n: periodo de proyección (años)

4.5.3. Dotación de Agua

Para definir la dotación a utilizar se tomó en cuenta los criterios establecidos en las normas técnicas de diseño de sistemas de abastecimiento de agua en el medio rural NTON 09001-99 elaboradas por INAA. La cual expresa de forma textual.

“La dotación de agua, expresada como la cantidad de agua por persona por día está en dependencia de:

1- Nivel de Servicio adoptado

2- Factores geográficos

3- Factores culturales

4- Uso del agua.

a) Para Sistemas de abastecimiento de agua potable, por medio de puestos públicos, se asignará un caudal de 30 a 40 lppd.

b) Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de conexiones domiciliarias de patio, se asignará un caudal de 50 a 60 lppd.

Las dotaciones especiales para escuela y centro de salud se tomaron los valores recomendados por el Nuevo FISE, así como los factores de consumo especiales.

Tabla 2 Dotaciones especiales

	Mínima	Máxima
Escuela	32l/alumno/día	60l/alumno/día
l/alumno/día		
Puestos de salud	1,000 l/día	
Centro de salud	1,000 l/día + 50 l/cama/día	
Mataderos o centros de destace	1,500 l/día	
Dotación comercial	7% aplicable al consumo domiciliar	

Dotación pública o institucional	7% aplicable al consumo domiciliario	
Dotación industrial	2% aplicable al consumo domiciliario	

Fuente: Normas Técnicas “Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en el Medio Rural” (NTON 09001-99).

4.5.4. Variaciones de consumo

La norma NTON 09001-99 establece lo siguiente: Las variaciones de consumo estarán expresadas como factores de la demanda promedio diario, y sirven de base para el dimensionamiento de la capacidad de: obras de captación, línea de conducción y red de distribución, etc.

Estos valores son los siguientes:

- a) Consumo máximo día (CMD)= 1.5 CPD (Consumo promedio diario)
- b) Consumo máximo hora (CMH)= 2.5 CPD (Consumo promedio diario)

- **Factores de máximas demandas**

Estas variaciones del consumo estarán expresadas en porcentajes de las demandas promedio diario de la manera siguiente:

a) Consumo del máximo día (CMD)

Será igual al 130% de la demanda promedio diaria para la ciudad de Managua. Para las otras localidades del resto del país, este parámetro estará entre el 130% a 150%.

b) Consumo máximo hora (CMH)

Para la ciudad de Managua el factor será igual al 150% de la demanda del día

promedio, y para las localidades del resto del país, será igual al 250% del mismo día.

4.6. Análisis y cálculo hidráulico del sistema

El análisis se realizó tomando en cuenta los resultados del estudio topográfico y de la demanda diaria y horaria de la comunidad. El cálculo hidráulico se llevó a cabo siguiendo las normas técnicas para el abastecimiento de agua potable emitidas por ENACAL para el sector rural.

El análisis y cálculo hidráulico comprende:

4.6.1. Diseño de la línea de conducción por gravedad

Para el dimensionamiento de la tubería de las líneas de conducción se aplicó la formula exponencial de Hazen – Williams, ampliamente utilizada, donde se despeja la gradiente hidráulica.

Formula N° 2

$$\frac{H}{L} = S = \frac{10.549Q^{1.85}}{C^{1.85}D^{4.87}}$$

Donde:

H= Pérdida de carga en metros

L= Longitud en metros

S= Pérdida de carga en m/m

Q= Gasto en m³/seg

D= Diámetro en metros

C= Coeficiente de Hazen-Williams, cuyo valor depende del tipo de tubería utilizada.

Tabla 3 Coeficiente de rugosidad (C) de Hazen- Williams para los diferentes tipos de materiales en los conductos.

Material del Conducto Coeficiente de Rugosidad (C)	
Tubo de hierro Galvanizado (Ho. Go)	100
Tubo de concreto	130
Tubo de asbesto cemento	140
Tubo de Hierro fundido (Ho. Fo)	130
Tubo plástico (PVC)	150

Fuente: Normas Técnicas de abastecimiento de agua potable.

4.6.1.1. Diámetro

La selección del diámetro se realizó según el análisis hidráulico de la línea de conducción, para el cual se basa en el caudal que transporta y el gradiente hidráulico.

4.6.2. Dimensionamiento del tanque de almacenamiento.

Los criterios de dimensionamiento que se utilizaron son los que señalan las normas nacionales el cual el depósito debe tener un volumen compensador equivalente al 15% del CPD, también un volumen de reserva equivalente al 20% del CPD.

Se propone reutilizar los tanques existentes, los cuales son tanques convencionales asentados sobre el suelo de forma rectangular. Se observó que ambos están en perfectas condiciones, se rehabilitaran y mejoraran para su uso, se comprobaron las dimensiones para verificar que cumple con el volumen de agua.

4.6.3. Diseño de la red de distribución.

El diseño hidráulico de la red se realizó en el software de análisis y modelación hidráulico EPANET.

4.6.3.1. Tipo de red

Debido a la organización que presentan las viviendas en estudio se optó por asignar una red del tipo abierta o ramificada la cual se adapta muy bien a las necesidades.

4.6.3.2. Demandas nodales

Las demandas nodales se calcularon en dependencia de la cantidad de viviendas que va a abastecer dicho tramo, en el cual se consideraron datos como el nacimiento actual de personal en cada casa, la dotación per cápita, la tasa de crecimiento adoptada y el factor de consumo humano; el caudal total debe ser igual al consumo promedio horario calculado.

4.6.4. Introducción y procesamiento de datos.

El diseño de la red se hizo bajo dos tipos de análisis, consumo máximo Horario y consumo máximo día, estos con el objetivo de verificar que las presiones se mantengan dentro del rango permitido por las normas INAA, que aseguren las presiones necesarias en cada vivienda, así como proponer el tipo de tubería que se instalará para ver que el agua llegue a todos los puntos de interés en la comunidad.

Los datos que se introdujeron para efectuar el análisis son:

En los nodos: cota de elevación y la demanda Nodal.

En los tramos: Diámetro, longitud, coeficiente de rugosidad.

También es necesario introducir accesorios tales como válvulas de limpieza y de control de flujo para el funcionamiento óptimo del sistema.

El procesamiento de los datos está enfocado principalmente a los resultados de la velocidad en los tramos y la presión en cada nodo, si estos no cumplen con lo establecido en las normas nacionales se puede proponer otros diámetros y así sucesivamente hasta obtener resultados aceptables.

4.6.5. Tratamiento y desinfección

Se propondrá un sistema de desinfección manual para efectos prácticos de los administradores del sistema (CAPS) el cual garantice una dosificación práctica y efectiva, de tal forma que se cumpla con lo requerido por las normas nacionales.

Se recomienda que el tiempo de contacto entre el cloro y el agua sea de 30 minutos antes de que llegue al primer consumidor; en situaciones adversas se puede aceptar un mínimo de 10 minutos. La concentración de cloro residual que debe permanecer en los puntos más alejados de la red de Distribución deberá ser 0.2-0.5 mg/l después del periodo de contacto antes señalado.

- **Dosificación**

La dosis necesaria de hipoclorito de calcio a suministrar en los tanques de almacenamiento se determinó a través de la aplicación de las siguientes ecuaciones:

Ecuación N°3

$\text{Peso del cloro} = \frac{Q \times \text{Dosis}}{1000}$
--

Donde:

Q= caudal del CMD

Dosis= 2mg/L

1000= Factor de conversión

Ecuación N°4

$$\text{Peso hipoclorito de calcio} = \frac{\text{Peso del cloro}}{\text{Concentracion comercial}}$$

Donde:

Concentración comercial= 65%

Ecuación N°5

$$\begin{aligned} &\text{Volumen de agua de la disolucion requerida} \\ &= \frac{\% \times \text{Peso hipoclorito de calcio}}{\text{Concentracion de la solucion}} \end{aligned}$$

Donde:

Concentración de la solución =1%

4.7. Dimensionamiento del sistema

4.7.1. Sistema propuesto

El sistema para el abastecimiento de agua que se propuso es un Mini Acueducto por Gravedad (MAG) bajo el esquema: **Fuente – Línea de conducción – Tratamiento – Tanque - Red de distribución.**

4.7.2. Fuente de abastecimiento

En los barrios, la fuente de abastecimiento propuesta fue las aguas superficiales existentes en los alrededores del municipio.

Para el estudio de las fuentes potenciales para el abastecimiento a los barrios, se analizó la fuente superficial “Las Brumas” ubicada en la propiedad de la señora Mercedes Jiménez ubicada en los puntos (UTM X: 553280.93, Y: 1522171.02, Z: 1280.3).

4.7.3. Aforos en la fuente

En marzo de 2018 se realizó aforo en la fuente por el método volumétrico, que consiste en llenar un balde volumen conocido y medir y registrar el tiempo en segundos.

4.7.4. Línea de conducción

La línea de conducción es el medio por el cual se trasladará el agua desde la represa de captación hasta el tanque de almacenamiento para su posterior distribución, esta se diseñó para satisfacer el gasto máximo a un periodo de 20 años a partir del año 2018.

4.7.5. Tanque de almacenamiento

Para el caso del tanque de almacenamiento se propuso la rehabilitación de los tanques existentes.

4.7.6. Red de distribución

La red de distribución es la tubería que parte del tanque y luego se ramifica para llevar el agua a los puntos más cercanos de las viviendas. La red propuesta se diseñó para satisfacer el consumo máximo hora para un periodo de 20 años a partir del año 2018.

4.7.7. Planta de purificación

4.7.7.1. Pre-Tratamiento (Desarenador).

Como sistema de pre-tratamiento se propuso la construcción de un desarenador, el cual tiene como propósito separar del agua cruda la arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción. El desarenado se refiere normalmente a la remoción de partículas superiores a 0,2 mm.

La información básica para el diseño es la siguiente:

- ✓ Caudal de diseño

Las unidades es una planta de tratamiento serán diseñadas para el caudal máximo diario.

- ✓ Calidad fisicoquímica del agua

Dependiendo de la calidad el agua cruda, se seleccionarán los procesos de pretratamiento y acondicionamiento previo.

- ✓ Características del clima

Variaciones de temperatura y régimen de lluvias.

- **Dimensionamiento**

Se determinó la velocidad de sedimentación de acuerdo a los criterios indicados en relación a los diámetros de las partículas. Como primera aproximación se utilizó la ley de Stokes, determinada por la siguiente ecuación:

Ecuación N°6

$$V_s = \frac{1}{18g} \left(\frac{P_s - 1}{n} \right) d^2$$

Donde:

V_s = Velocidad de sedimentación (cm/seg)

D = Diámetro de partícula (cm)

n = Viscosidad cinemática del agua (cm²/seg)

Ps= Densidad de la arena

Se comprobó el numero de Reynolds a través de la ecuación siguiente:

Ecuación N° 7

$$Re = \frac{Vs * d}{n}$$

Donde:

Vs= Velocidad de sedimentación (cm/seg)

D= Diámetro de partícula (cm)

n= Viscosidad cinemática del agua (cm²/seg)

Se determinó el coeficiente de arrastre (CD), con el valor del número de Reynolds a partir del nuevo valor de Vs hallado. La fórmula está dada por la ecuación siguiente:

Ecuación N°8

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$$

Donde:

Cd= Coeficiente de arrastre

R= Numero de Reynolds

Se determinó la velocidad de sedimentación de la partícula en la zona de transición mediante la ecuación:

Ecuación N°9

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} (P_s - 1) * d}$$

Donde:

V_s= Velocidad de sedimentación

g= Gravedad específica

C_d=Coeficiente de arrastre

P_s= Densidad de la arena

d= Diámetro de la partícula

Se determinó la velocidad límite que resuspende el material o velocidad de desplazamiento, mediante la aplicación de la ecuación siguiente:

Ecuación N°10

$$V_d = \sqrt{\frac{8k}{f} g (P_s - 1) d}$$

Donde:

K= Factor de forma- (0.04, arenas unigranulares no adheribles)

V_d= Velocidad de desplazamiento (cm/seg)

F= Factor de rugosidad de la cámara

La determinación de la velocidad horizontal está dada por:

Ecuación N°11

$$v_h = \frac{Q}{A_t}$$

Donde:

Vh= Velocidad horizontal

Q= Caudal de diseño

At= Área total de la cámara

4.7.7.2. Dimensionamiento de las unidades que conforman el tren de tratamiento

- **Dimensionamiento del coagulador**

El primer proceso en el tren de tratamiento seleccionado es la coagulación. Este proceso se lleva a cabo con la adición de sales de aluminio (sulfato de aluminio) y debe efectuarse de tal manera que el coagulante sea dispersado rápida y uniformemente a través de todo el flujo de agua. Una forma de efectuar esta dispersión es por medio de la mezcla rápida, esta se lleva a cabo mediante turbulencia provocada por un medio hidráulico. Para nuestro caso, el medio hidráulico a emplear como mezclador es el vertedero rectangular en el que la turbulencia que ocasiona la mezcla es producida por la generación de un resalto hidráulico con un determinado gradiente de velocidad que usualmente es del orden de $1000s^{-1}$.

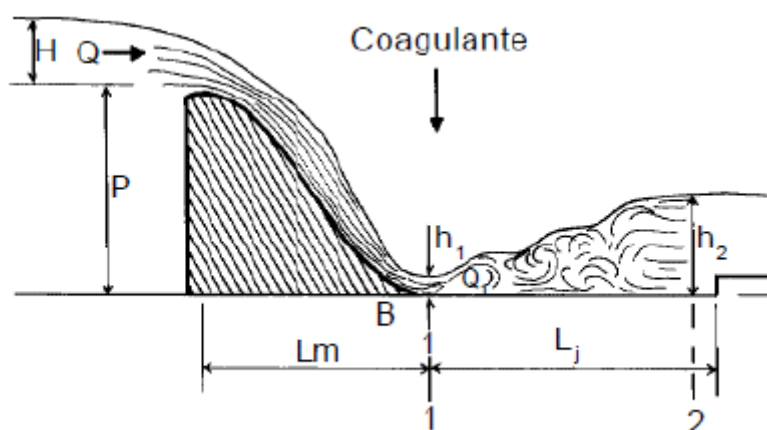
Este tipo de mezclador tiene la ventaja de no requerir equipo mecánico y solamente utiliza la energía del flujo de agua para realizar la mezcla del coagulante. El proceso

de dimensionamiento del canal y los dispositivos involucrados en el mezclado rápido se desarrolla a como se muestra a continuación

Parámetros de diseño:

1. Para garantizar un resalto hidráulico estable que genere la suficiente turbulencia para un mezclado rápido debe cumplir con la siguiente relación $4.5 \leq F \leq 9$, donde F es el número de Froude.
2. El gradiente de velocidad generado por el resalto hidráulico debe estar entre $1000 \text{ s}^{-1} \leq G \leq 2000 \text{ s}^{-1}$.
3. Tiempo de mezcla < 1 segundo

Ilustración 10 Vertedero rectangular y resalto hidráulico



Fuente: Manual II: Diseño de plantas de tecnología apropiada, CEPIS 2004

La configuración del vertedero se tomó a partir de la aplicación de los siguientes parámetros:

El caudal por unidad de ancho del vertedero está dado por la siguiente expresión:

Ecuación N°12

$$q = \frac{Q}{B}$$

Donde:

Q= Caudal de diseño

B= Base del vertedero

Luego se determinó la profundidad crítica del flujo, **hc**, por medio de la siguiente ecuación:

Ecuación N°13

$$hc = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3}$$

Donde:

q=Caudal por unidad

g= Gravedad específica

Cuando hay resalto la profundidad del agua en la sección 1 está relacionada con la profundidad crítica mediante la siguiente expresión;

Ecuación N°14

$$\frac{h1}{hc} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\frac{p}{hc} + 2.56}}$$

Donde:

P=Profundidad del vertedero

hc= Profundidad crítica del flujo

h_1 = Resalto del agua en sección 1

Para verificar si se genera la suficiente turbulencia para un mezclado rápido se debe encontrar el número de Froude para lo cual se deberá conocer la velocidad en la sección 1; mediante la aplicación de las ecuaciones siguientes:

Ecuación N°15

$$V_1 = \frac{q}{h_1}$$

Donde:

q = Caudal por unidad

h_1 = Resalto del agua en sección 1

Ecuación N°16

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

Donde:

V_1 = Velocidad en sección 1

g = Gravedad específica

h_1 = Resalto del agua en sección 1

La profundidad después del resalto está relacionada con h_1 mediante la siguiente expresión:

Ecuación N°17

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1}{2}$$

Donde:

h_2 = Profundidad después del Resalto

h_1 = Resalto del agua en sección 1

F = Numero de Froude

Con la profundidad del flujo h_2 se determinó la velocidad en la sección 2 mediante:

Ecuación N°18

$$v_2 = \frac{q}{h_2};$$

Donde:

Q = caudal por unidad

h_2 = Profundidad después del Resalto

La longitud del resalto está dado por:

Ecuación N°19

$$L_j = 6 (h_2 - h_1)$$

Donde:

H_2 = Profundidad después del resalto

H_1 = Resalto del agua en la sección 1

La distancia del vertedero a la sección 1 está dada por:

Ecuación N°20

$$Lm = 4.3 P \left(\frac{h_c}{p} \right)^{0.9}$$

Donde:

P= Profundidad del vertedero

Hc= Profundidad critica del flujo

La pérdida de carga en el resalto está dada por:

Ecuación N°21

$$\Delta h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2}$$

Donde:

H2= Profundidad después del resalto

H1= Resalto del agua en sección 1

La velocidad de mezcla será la velocidad media entre las secciones 1 y 2.

Ecuación N°22

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

Donde:

V1= Velocidad en la sección 1

V2= Velocidad en la sección 2

Conociendo la velocidad de mezcla y la longitud del resalto, se puede hallar el tiempo de mezcla T.

Ecuación N°23

$$T = \frac{L_j}{V_m}$$

Donde:

L_j = Longitud de resalto

V_m = Velocidad de mezcla

El gradiente de velocidad generado por el resalto hidráulico está dado por:

Ecuación N°24

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu * T}}$$

Donde:

Δh = Perdida de carga en el resalto

T= Tiempo de mezcla

La altura de la lámina de agua sobre el vertedero está dada por:

Ecuación N°25

$$H = \frac{Q}{(1.84 * B)^{0.67}}$$

Donde:

Q= Caudal de diseño

B= Base del vertedero

La longitud del canal está definida por:

Ecuación N°26

$$L_c = 4.5 B$$

Donde:

B= Base del vertedero

Dosificación de la solución del coagulante

El caudal de la solución al 2% está dado por:

Ecuación N°27

$$q = \frac{Q * (DM + Dm)}{2 * C}$$

Donde:

Q= Caudal de diseño

DM= Dosis máxima (Turbiedad Alta)

Dm= Dosis mínima (Turbiedad Baja)

C= Concentración

El volumen del tanque de solución está dado por:

Ecuación N°28

$$V = Q * T$$

Donde:

q= Caudal Solución al 2%

T= Tiempo de retención

El consumo promedio diario del coagulante está dado por la siguiente ecuación:

Ecuación N°29

$$P_c = Q * D_{\text{promedio}}$$

Donde:

Q= Caudal de diseño

Dpromedio= Dosificación Promedio

El consumo de coagulante por tanque de solución está dado por:

Ecuación N°30

$$P_o = P_c * \frac{T}{24}$$

Donde:

Pc= Consumo promedio diario del coagulante

To= Tiempo de retención

El número de bolsas de coagulante está dado por:

Ecuación N°31

$$N^{\circ}\text{bolsas} = \frac{P_o}{P_b}$$

Donde:

Po= Consumo de coagulante por tanque de solución

Pb= Peso de bolsa del coagulante

El caudal máximo a dosificar está dado por:

Ecuación N°32

$$qM = \frac{Q * DM}{C}$$

Donde:

Q= Caudal de diseño

DM= Dosis Máxima (Turbiedad alta)

C= Concentración

El caudal mínimo a dosificar está dado por:

Ecuación N°33

$$qm = \frac{Q * Dm}{C}$$

Donde:

Q= Caudal de diseño

Dm= Dosis Mínima (Turbiedad baja)

C= Concentración

La aplicación del coagulante se hizo mediante un difusor, es decir un tubo pvc con orificios colocados sobre la sección 1 donde inicia el resalto hidráulico y la generación de la turbulencia.

El número de orificios en el difusor está dado por:

Ecuación N°34

$$N = \frac{B}{e}$$

Donde:

B= Ancho del vertedero.

e=espaciamiento entre orificios.

El diámetro de cada orificio está dado por:

Ecuación N°35

$$A_o = \frac{\pi d^2}{4}$$

La velocidad en los orificios está dada por:

Ecuación N°36

$$V_o = \frac{q_o}{A_o N_o}$$

Donde

A_o = Área de cada orificio

N_o = Número de orificios

La velocidad en la tubería del difusor está dada por:

Ecuación N°37

$$V_t = \frac{V_o}{R}$$

Donde

V_o = velocidad en los orificios

R =Factor rango dosificador

La sección de la tubería del difusor está dada por la ecuación siguiente:

Ecuación N°38

$$At = \frac{q_o}{V_t}$$

Donde:

Qo= Caudal promedio solución

Vt= Velocidad en la Tubería

El diámetro del difusor se obtuvo de:

Ecuación N°39

$$Dt = \left(\frac{4At}{\pi} \right)^{0.5} \left(\frac{1}{0.0254} \right)$$

Donde:

At= Sección de la tubería del difusor

Diseño de la cámara de aquietamiento a la entrada del floculador.

La cámara o canal de aquietamiento permitirá mejora las condiciones hidráulicas y sobre todo reducir la velocidad de entrada al Floculador.

La profundidad de la cámara de aquietamiento aplicando la ecuación de Manning, está dada por:

Ecuación N°40

$$h = \left(\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Donde:

Q= Caudal de diseño en m³/s

n= coeficiente de Manning

S= pendiente del fondo del canal

El canal se diseñó de concreto por lo que $n=0.014$ y tendrá una pendiente $S=0.001$

El área está calculada por:

Ecuación N°41

$$\text{Area} = \frac{Q}{V}$$

Donde:

Q = Caudal de diseño

V = Velocidad de resalto

El ancho b se determinó por:

Ecuación N°42

$$b = \frac{A}{h}$$

Donde:

A = Área de la cámara de aquietamiento

H =Profundidad aplicando la ecuación de Manning

La longitud del canal de aquietamiento se determinó por:

Ecuación N°43

$$Laq = 4.5 b$$

Donde:

B = Ancho de la cámara de aquietamiento

- **Dimensionamiento del floculador**

Una vez que la masa de agua ha sido coagulada el Floculador proporciona una agitación lenta para promover el crecimiento de los flóculos. La energía requerida para producir la agitación puede ser hidráulica o mecánica. Para el caso de la planta de tratamiento en estudio el Floculador será hidráulico del tipo horizontal. Los parámetros de diseño para este tipo de Floculador son los siguientes:

1. Gradiente de velocidad 200-20s⁻¹
2. Tiempo de retención 15-30minutos
3. Velocidad del agua 0.1-0.30 m/s

Se proyectó que la mezcla lenta sea realizada por medio de dos floculadores hidráulicos de tabique de flujo horizontal trabajando en paralelo con un tiempo de retención de 15 minutos y una velocidad promedio de 0.1m/s el floculador se diseñó de concreto al cual se le acoplaran placas planas de material acrílico de 5mm de espesor.

El caudal para un floculador está dado por:

Ecuación N°44

$$Q = \frac{Q_{\text{diseño}}}{N}$$

Donde:

Q_{diseño}= Caudal de diseño

N= Numero de floculadores

La longitud de los canales en el Floculador está dada por:

Ecuación N°45

$$L_{\text{canal}} = V * T$$

Donde:

V= Velocidad de diseño

T= Tiempo de retención

Sección transversal de los canales:

Ecuación N°46

$$A = \frac{Q}{V}$$

Donde:

Q= Caudal del floculador

V= Velocidad de Resalto

Separación entre tabiques:

Considerando una altura de agua en la unidad de 0.10m, la separación de tabiques está dada por:

Ecuación N°47

$$a = \frac{A}{h}$$

Donde:

A= Sección transversal de los canales

h= Altura de Agua en la Unidad

El espaciamiento entre los extremos de los tabiques y las paredes del Floculador está dado por:

Ecuación N°48

$$e = a * 1.5$$

Donde:

a = Separación entre Tabiques

Ancho efectivo del tanque Floculador

Adoptando como ancho del tanque Floculador

$B=2.00\text{m}$; el ancho efectivo está dado por:

Ecuación N°49

$$B_{ef} = B - e$$

Donde:

B = Ancho del tanque floculador

e = separación entre los extremos de los tabiques y las paredes del floculador

El número de canales N está dado por:

Ecuación N°50

$$N = \frac{L_{\text{canal}}}{B_{ef}}$$

Donde:

L_{canal} = Longitud de los canales en el Floculador

B_{ef} = Ancho efectivo

La longitud total L_T del tanque Floculador teniendo en cuenta el espesor de las placas e_p de acrílico de 0.005m , está dada por:

Ecuación N°51

$$L_T = (N * ep) + (\text{Numero de tabiques} * a)$$

Donde:

N= Número de canales

ep= Espesor de placas

a= Separación de tabiques

El radio hidráulico R está dado por:

Ecuación N°52

$$R = \frac{A}{(2 * h) + a}$$

Donde:

A= Sección Transversal de Canales

h= Altura de agua en la Unidad

a= Separación de tabique

Las pérdidas a causa del contacto del agua con las paredes de la cámara de floculación, se determina por medio de la ecuación de Manning; con $n=0.014$ para concreto.

Ecuación N°53

$$h_f = \left[\frac{V * n}{R^{2/3}} \right]^2 * L_{\text{canal}}$$

Donde:

V= velocidad del flujo

n=Coeficiente de rugosidad $n=0.014$ para el concreto

R= radio hidráulico

L_{canal}= Longitud total de los canales

Las pérdidas locales están dadas por:

Ecuación N°54

$$h_L = K * N * \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

K= constante empírica usualmente igual 3

N= Numero de tabiques

V= Velocidad promedio del flujo

G= Aceleración de la gravedad

La pérdida de energía total está dada por:

Ecuación N°55

$$h_T = h_f + h_L$$

Donde:

h_f= Perdidas por fricción

h_L= Perdidas locales

El gradiente de velocidad está dado por:

Ecuación N°56

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_T}{\mu * T}}$$

- **Dimensionamiento del sedimentador.**

La sedimentación después de la coagulación y floculación se proyectó realizarla por medio de sedimentación convencional (flujo horizontal), para lo cual se utilizaron los criterios o parámetros de diseño establecidos para la remoción de sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico (aplicación de sulfato de aluminio para la formación de flóculos de alumbre). Se proyectó proveer dos unidades de sedimentación para no interrumpir el servicio de suministro de agua durante las labores de mantenimiento de los Sedimentadores.

El caudal para un sedimentador está dado por:

Ecuación N°57

$$Q_s = \frac{Q}{2}$$

Donde:

Q= Caudal de diseño

Volumen de sedimentación para un tiempo de retención t= 2 horas, dado por la ecuación siguiente:

Ecuación N°58

$$V_{sed} = Q * t$$

Donde:

Q= Caudal de diseño

T= Tiempo de retención

El área superficial está dada:

Ecuación N°59

$$A = \frac{Qs}{CS}$$

Donde:

Q= Caudal para un sedimentador

CS= Carga superficial

Para un tanque rectangular, relación longitud/ ancho=5/1, se tiene:

Ecuación N°60

$$\text{Ancho} = \left(\frac{A}{5}\right)^{1/2}$$

Donde:

A= Área superficial

La profundidad del agua está dada por:

Ecuación N°61

$$P = \frac{V_{sed}}{\text{Ancho} * \text{Long}}$$

Donde:

Vsed= Volumen de sedimentación

La profundidad del tanque está dada por:

Ecuación N°62

$$PT = P + BL + AL$$

Donde:

P= Profundidad del agua

BL= Borde Libre

AL= Altura de Lodos

La velocidad del flujo está dada por:

Ecuación N°63

$$Vf = \frac{Qs}{Ancho * P}$$

Donde:

Qs= Caudal para un sedimentador

P= Profundidad del agua

La cámara de entrada del Sedimentador está constituida por una pantalla difusora con orificios

El área del flujo para la velocidad de paso está dada por:

Ecuación N°64

$$Apd = \frac{Qs}{Vc}$$

Donde:

Qs= Caudal para un sedimentador

Vc= Velocidad Cámara de entrada 15 - 60 cm/s

El número de orificios por fila esta dado por:

Ecuación N°65

$$(N_F * \text{Dorificio}) + ((N_F + 1) * \text{espacio de orificio}) = \text{Longitud pantalla}$$

Donde:

Nf= Numero de orificios

Dorificios= Diametro de orificos

El número de orificios por columna esta dado por:

Ecuación N°66

$$N_c = \frac{\text{Ancho pantalla} - \text{espaciamento entre orificios}}{\text{dorificio} + \text{espaciamento entre orificios}}$$

El número total de orificios está dado por:

Ecuación N°67

$$N_T = N_F * N_c$$

Donde:

Nf= Numero de orificios por fila

Nc= Numero de orificios por columna

El área de cada orificio está dada por:

Ecuación N°68

$$A_{orif} = \frac{\pi * d^2}{4}$$

El espaciamento en los extremos de las columnas:

Ecuación N°69

$$E_{ec} = \frac{\text{Longitud} - (N_F * d_{orif}) - (\text{espaciam} * (N_F - 1))}{2}$$

Donde:

Nf= Número de orificios por fila

Dorif= Diámetro de orificio

Espaciamento en los extremos de las filas:

Ecuación N°70

$$E_{ef} = \frac{144 - (3 * 2) - (31 * (3 - 1))}{2}$$

El caudal por orificio está dado por:

Ecuación N°71

$$q = \frac{Q_s}{12}$$

Donde:

Qs= Caudal para un sedimentador

La velocidad en cada orificio está dada por:

Ecuación N°72

$$V_{orif} = \frac{q}{A_{orif}}$$

Donde:

q= Caudal por orificio

Aorif= Área de cada orificio

La pérdida de carga en cada orificio está dada por:

Ecuación N°73

$$h_{orif} = \frac{q^2}{C^2 * A_{orif}^2 * 2g}$$

Donde:

q= Caudal por orificio

C= Coeficiente de gasto

A_{orif}= Área de cada orificio

g= Gravedad específica

- **Dimensionamiento del filtro**

El sistema de filtración propuesta para este proyecto es filtración rápida por gravedad, del tipo flujo descendente, con medio dual (arena y antracita) y lavado ascensional.

Para el caudal unitario del filtro se tomó en consideración la formula siguiente:

Ecuación N°74

$$Q_u = \frac{Q_{diseño}}{2}$$

Donde:

Q_{diseño}= Caudal de diseño

El área del filtro está dada por:

Ecuación N°75

$$A = \frac{Q_u}{CS}$$

Donde:

Q_u= Caudal unitario

Cs= Carga superficial

Las dimensiones del filtro se tomaron considerando las ecuaciones siguientes:

Ecuación N°76

$$B = \sqrt{\frac{A}{3}}$$

Donde:

A= Área del filtro

Ecuación N°77

$$L = B * 3$$

Donde:

B= Base del filtro

El ajuste de la velocidad de filtración individual está dado por:

Ecuación N°78

$$V_{fi} = \frac{Q_u}{L * B}$$

Donde:

Qu= Caudal unitario

L= Largo del filtro

B=Base del filtro

Dimensiones del lecho filtrante.

Se asumió 1 canaleta de lavado

La distancia entre canaletas está dada por:

Ecuación N°79

$$\text{Distancia entre canaletas} = \frac{L}{N_c}$$

Donde:

L= Longitud entre canaletas

Nc= Numero de canaletas

-Determinación del caudal de lavado

Para el caudal de lavado la ecuación a emplear es la siguiente:

Ecuación N°80

$$Ql = V_l * A$$

Donde:

Vl= Velocidad de lavado

A= Área del filtro

La profundidad de la lámina está dada por:

Ecuación N°81

$$H_o = \left(\frac{Ql}{1.375 * AnchoLamina} \right)^{2/3}$$

El volumen de agua requerido para el lavado está dado por:

Ecuación N°82

$$Vl = \frac{Ql}{15*60}$$

Donde:

Ql= Caudal de lavado

El volumen de agua filtrada esta dado por:

Ecuación N°83

$$Vfil = Qfil * Tfil$$

Donde.

Qfil= Caudal de filtración

El porcentaje de agua filtrada requerida para el lavado está dado por:

Ecuación N°84

$$\% = \left(\frac{Vl}{Vfil} \right) * 100$$

Donde:

V_l = Volumen de agua requerido para el lavado

V_{fil} = Volumen de agua filtrada

La pérdida de carga en el lecho filtrante está dado por:

Ecuación N°85

$$NRe = \frac{V_d}{\gamma}$$

Donde:

V_d = Velocidad de filtración

γ = Factor para la temperatura de 30°C

Los coeficientes de arrastre están dados por:

Ecuación N°86

$$CD = \frac{24}{NRe} + \frac{3}{\sqrt{NRe}} + 0,34$$

Donde:

NRe = Pérdida de carga en el lecho filtrante

Las pérdidas de energía a través de las capas de antracita y arena están dadas por:

Ecuación N°87

$$h = 1.067 * C_D * \frac{1}{e^4} * \frac{L}{d} * \frac{V^2}{g}$$

Donde:

Cd= Coeficiente de arrastre

e= Porosidad del lecho igual a 40%

4.7.8. Desinfección

Para la desinfección del sistema se propuso un sistema de cloración.

4.8. Estimación de Costo o Presupuesto de la Obra.

Se determinaron las cantidades de la obra para elaborar un costo estimado del proyecto, utilizando la normativa de costos primarios y complejos de obra de El Nuevo FISE.

4.8.1. Elaboración de presupuesto

- **Cálculos costos directos:** En base a la cantidad de materiales y mano de obra
- **Cálculos costos indirectos:** En base a transporte de materiales y gastos administrativos.
- **Cálculo costo total:** Obtención del estimado del costo de obra total.

A su vez se elaboró una evaluación económica y financiera para determinar la factibilidad del proyecto.

4.9. Planos constructivos

Se elaboraron planos constructivos con el objetivo de proporcionar mayores detalles de los elementos que componen el sistema de tratamiento.

CAPITULO V

CÁLCULOS Y

RESULTADOS

V. CÁLCULOS Y RESULTADOS

5.1. Conceptualización del Proyecto

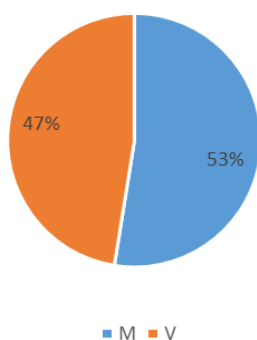
Para solucionar la problemática de abastecimiento de agua potable en los barrios San Agustín, Gaspar García Laviana y Guadalupe, se propone un sistema del tipo fuente-tanque-red.

5.2. Aspectos socioeconómicos (basados en las 118 encuestas socioeconómicas levantadas)

Este estudio se llevó a cabo en los barrios San Agustín, Gaspar García Laviana y Guadalupe en el casco urbano del municipio de Dipilto, Nueva Segovia.

Para definir la población de estudio se tomó en cuenta la necesidad de agua potable que tiene la población, la calidad del agua y de la fuente. Por esta razón se decidió hacer un estudio por medio de encuestas realizadas a la población beneficiada con este proyecto (Ver anexo N°1) se entrevistó a un total de 118 viviendas, la población a beneficiar será de 462 habitantes, de los cuales 245 son mujeres, equivalente a un 53% y 217 son hombres, equivalente a un 47%. (Ver gráfico N°1).

Gráfico 1. Distribución de la población por sexo



Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

Viviendas seleccionadas:

Para la recolección de la información se entrevistaron 118 viviendas (95%) de un total de 125 (levantamiento con GPS). Las 7 viviendas faltantes no fueron encuestadas debido a que no se encontraron a sus habitantes.

Promedio de personas por vivienda:

El promedio de personas por vivienda seleccionadas es de 4, sin embargo, hay viviendas en las que están por encima y por debajo de este (ver tabla N° 2).

Tabla 4 Población beneficiaria del proyecto de agua potable

	Pob. Total	Total Viv.	Muestra de Pob.	Hom	Muj	Viv. Encuest.	Prom. de Hab/Viv
B° San Agustín, Gaspar García y Guadalupe	462	125	462	217	245	118	4
			95%	47%	53%	100%	

5.2.1. Matriz de Resultados

De acuerdo con la información recolectada, se pudo obtener los siguientes resultados:

5.2.1.1. Vivienda

Adquisición de la vivienda

De las 118 viviendas encuestadas, se obtuvo que la mayoría (92%) son propias, el resto (8%) prestadas. (Ver gráfico N°2).

Gráfico 2. Estado Legal de las viviendas del área en estudio



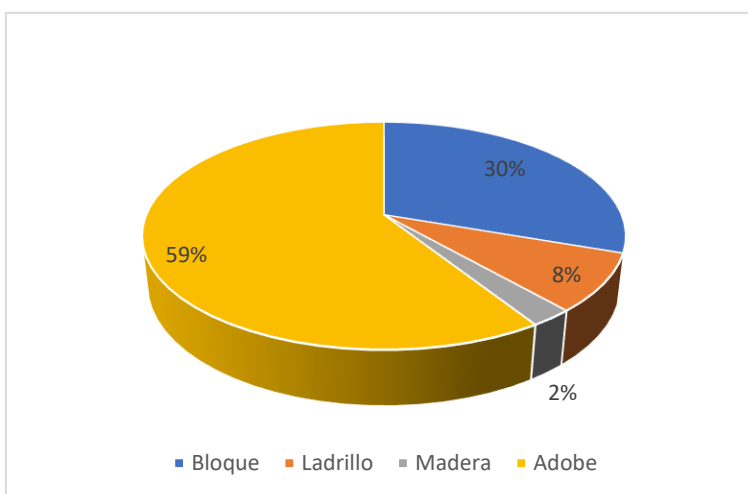
Fuente: Encuesta Socioeconómica. Febrero 2018

Condiciones de la vivienda

Paredes

Respecto a las condiciones de estas viviendas, los materiales utilizados para la construcción de las paredes se encontraron (Ver gráfico No.3) que el 59% (72 viviendas) tienen paredes de adobe, el 30% (37 viviendas) sus paredes son de bloque, ladrillo 8% (10 viviendas) y madera 2% (3 viviendas).

Gráfico 3. Materiales utilizados en paredes de las viviendas del área en estudio

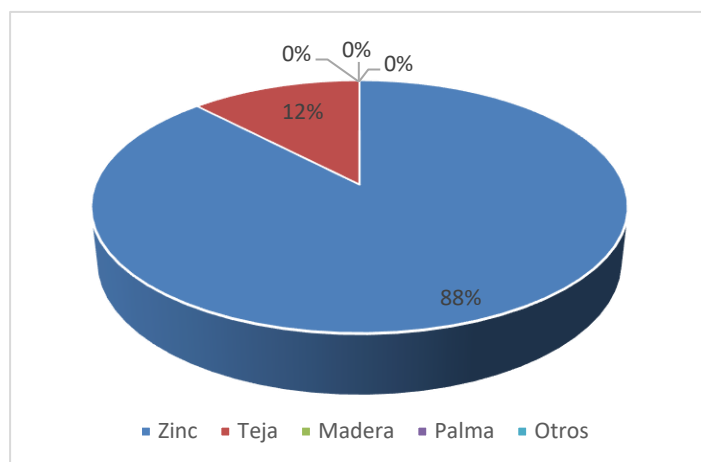


Fuente: Encuesta Socioeconómico. Febrero 2018

Techo

Los materiales utilizados para cubrir el techo de las viviendas beneficiarias del proyecto, el mayor porcentaje es el zinc (88%), en menor porcentaje teja (12%). (Ver gráfico N°4).

Gráfico 4. Tipo de techo de la vivienda

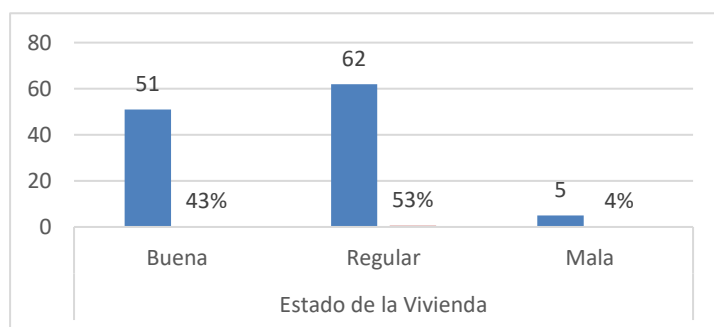


Fuente: Encuesta Socioeconómica. Febrero 2018

Estado actual de la vivienda

De acuerdo con el estado actual de la vivienda (ver gráfico N° 5), tenemos que el mayor porcentaje de viviendas (53%) se encuentran en estado regular, el 43% de las viviendas en estado bueno y el 4% en mal estado.

Gráfico 5. Estado actual de la vivienda



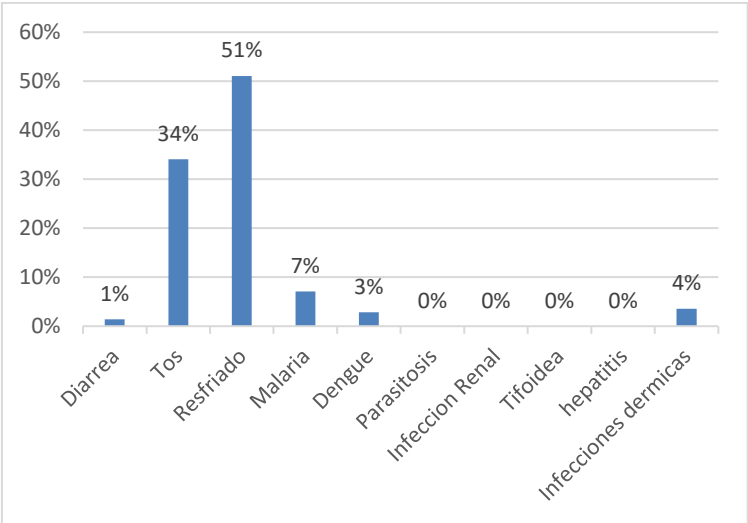
Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

5.2.1.2. Situación de salud en la vivienda

La población beneficiaria del proyecto presentó alguna enfermedad durante el último año. Entre las más comunes están: resfriado (51%), tos (34%), malaria (7%),

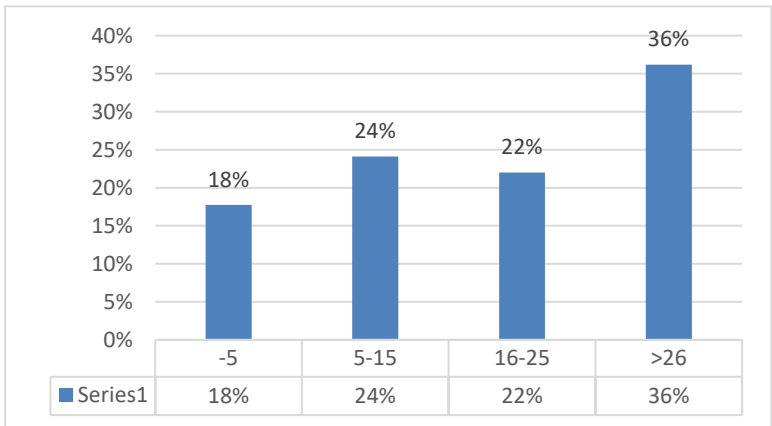
infecciones dérmicas (4%), dengue (3%), diarrea (1%), etc. (Ver gráfico N° 6). Las personas más afectadas son de >26 (36%), 16-25 años (22%), 5-15 años (24%) y menores a 5 años (18%). (Ver gráfico N°7).

Gráfico 6. Enfermedades padecidas más comunes



Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

Gráfico 7. Rango de edades de personas que padecieron enfermedades más comunes.



Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

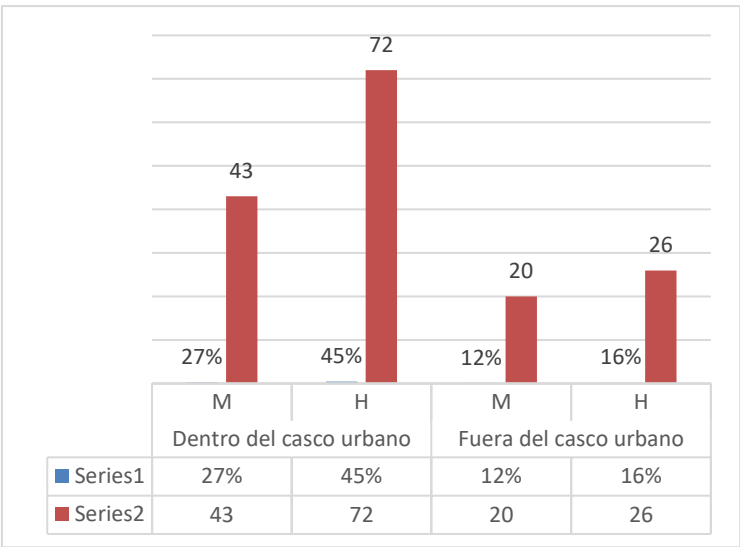
5.2.1.3. Situación económica de la familia

De las 462 personas registradas en el estudio, se tiene como resultado que 161 habitantes trabajan, donde 63 (39%) son mujeres y 98 (61%) son hombres. Del total

de personas que trabajan dentro del casco urbano 43 (37%) son mujeres y 72 (63%) son hombres.

Los que trabajan fuera del casco urbano 20 (43%) son mujeres y 26 (57%) son hombres. (Ver gráfico N°8).

Gráfico 8. Lugar de trabajo de las personas del área en estudio.

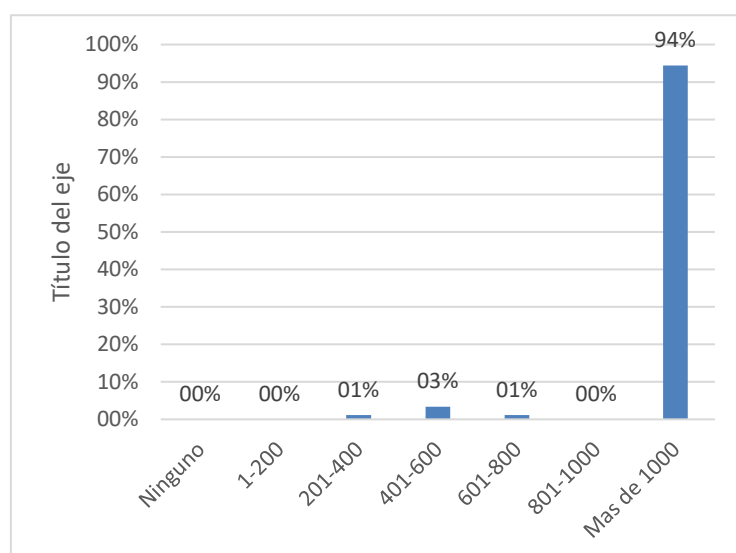


Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

Ingresos mensuales (en córdobas)

De las 118 viviendas que se realizó en la encuesta, se tiene como mayor porcentaje (94%) de la población tiene ingreso mensual que superan los mil córdobas (C\$1,000.00). El 3.4% de beneficiarios tiene un ingreso mensual que varía entre los C\$400 – C\$600. Solo el 1.1% tiene un ingreso que varía entre los C\$200 - C\$400 y los C\$600 – C\$800. (Ver gráfico N°9).

Gráfico 9. Ingresos mensuales (C\$) de familias en el área de estudio.

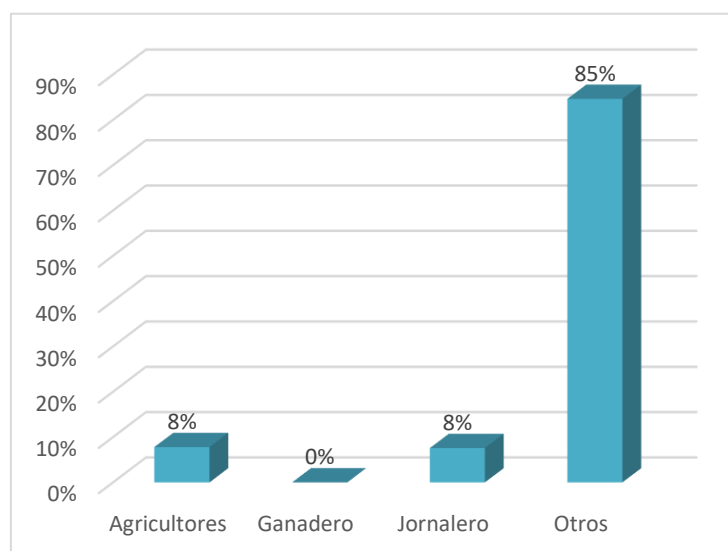


Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

5.2.1.4. Actividades económicas

Dentro de las principales actividades económicas de la población beneficiaria se tiene que con un porcentaje del 8% se dedican a la agricultura, otro 8% son jornaleros y como mayor porcentaje se tiene que se dedican a otras actividades como doméstica, estudiantes.

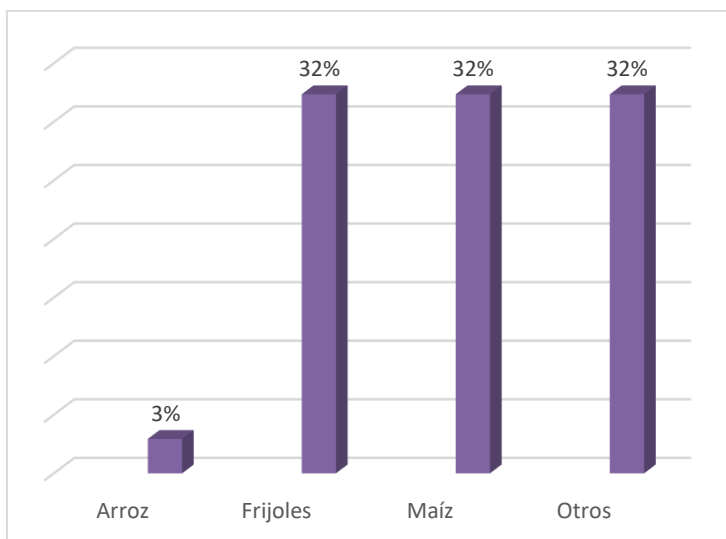
Gráfico 10. Actividades económicas en las familias beneficiadas



Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

Dentro de familias que se dedican a la agricultura, dentro de sus cultivos están con igual porcentaje del 32% el frijol, maíz y otros cultivos, con menor porcentaje se encuentra el arroz con un 3%. (Ver gráfico N°11)

Gráfico 11. Principales cultivos en familias beneficiadas



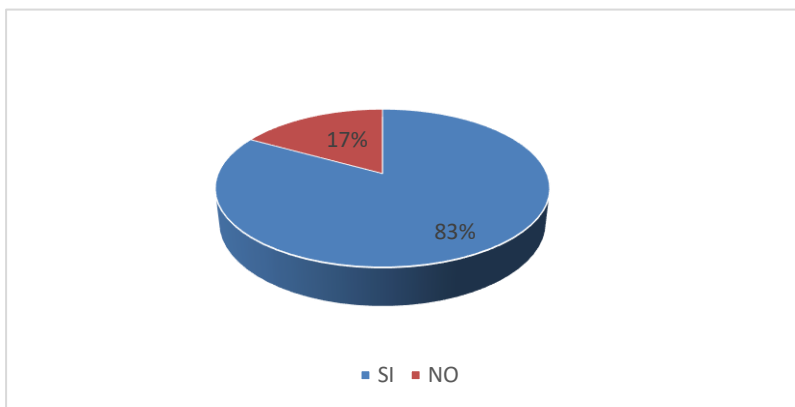
Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

5.2.1.5. Saneamiento e higiene ambiental de la vivienda

Disponibilidad y estado de las letrinas

De las 118 viviendas encuestadas, el 83% (98 viviendas) cuentan con letrinas o inodoros de arrastre hidráulico, el 17% restante (20 viviendas) no tiene.

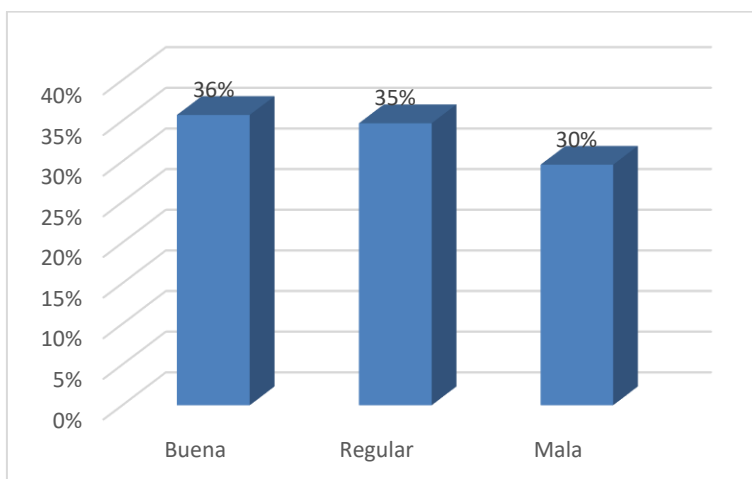
Gráfico 12. Disponibilidad de letrinas en familias beneficiadas.



Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

De las familias registradas que tienen letrinas, el 36% están en buen estado, el 35% en estado regular y 30% se encuentran en mal estado. (Ver gráfico N°13).

Gráfico 13. Estado de letrinas en familias beneficiadas.

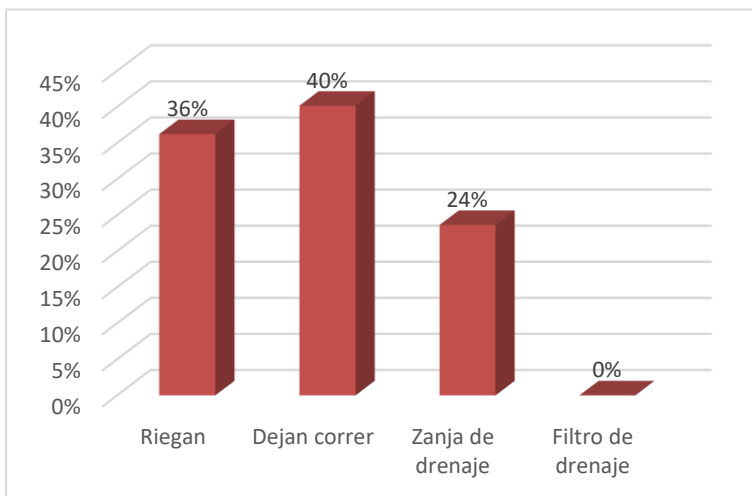


Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

5.2.1.6. Destino de las aguas servidas

En el área de estudio, la mayor parte de las familias, el 40% dejan correr las aguas servidas, un 36% la riegan y un 24% tienen zanjas de drenaje. (Ver gráfico N°14).

Gráfico 14. Destino de las aguas servidas en las viviendas.



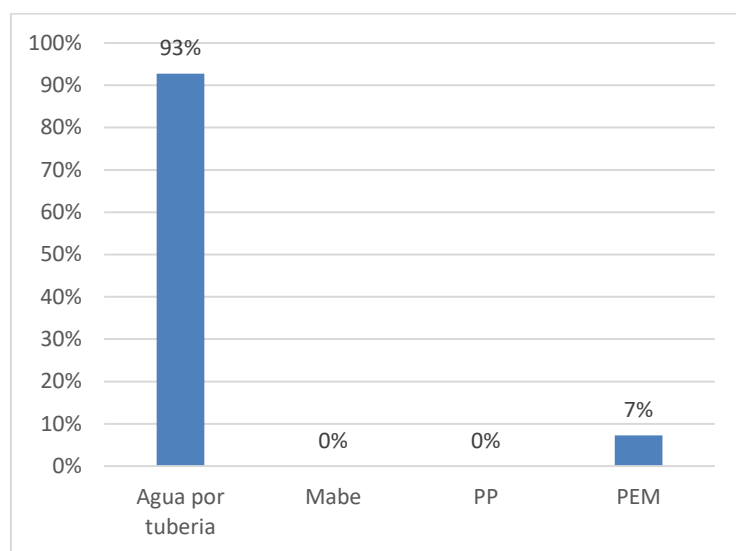
Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

5.2.1.7. Recursos y servicio de agua

Disponibilidad de agua

Dentro de las 118 viviendas encuestadas sometidas a estudio, el 93% dispone de servicio de agua por tubería, aunque de forma irregular, esta proviene de conexiones domiciliarias y un 7% posee pozos excavados. (Ver gráfico N°15).

Gráfico 15. Disponibilidad del servicio de agua en familias beneficiadas.

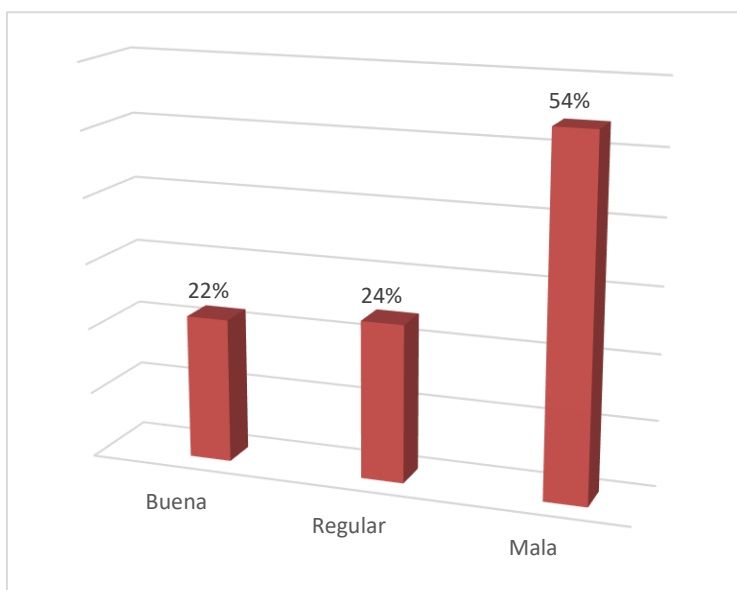


Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

Calidad del agua

Con respecto a la calidad del agua de consumo humano, de las 118 familias encuestadas, el 54% opinan que su calidad es mala, 24% que es regular y 22% que es buena. Los que hacen referencia a la mala y regular calidad del agua, se basan a sus características relacionadas con el sabor, color y olor. (Ver gráfico N° 16).

Gráfico 16. Calidad del agua en viviendas beneficiadas.



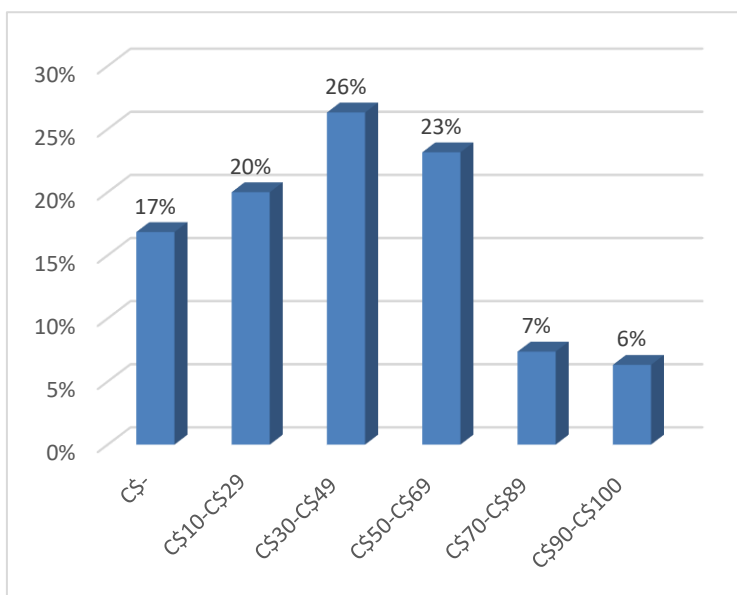
Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

5.2.1.8. Generalidades del proyecto

Capacidad de pago mensual (en córdobas) por el servicio de agua potable.

Con respecto a la capacidad de pago tenemos un 26% de las familias beneficiadas estarían dispuestas a pagar entre C\$30-C\$49, un 23% C\$50-C\$69, un 20% entre C\$10 - C\$29, un 7% entre C\$70 - C\$89, un 6% C\$100 y un 17% no estaría dispuesto a pagar por este servicio. (Ver gráfico N°17).

Gráfico 17. Capacidad de pago mensual C\$ por el servicio de agua potable.

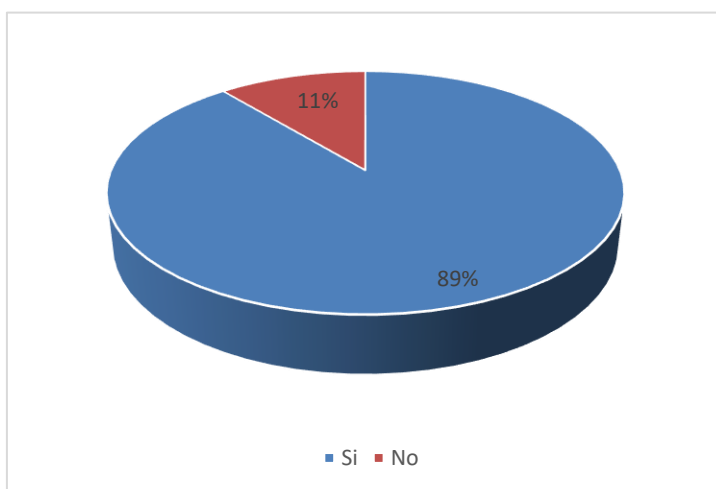


Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

5.2.1.9. Organización comunitaria

De las 118 viviendas registradas en la encuesta, un 89% (105 viviendas), están en disposición de organizarse para el proyecto de agua, el 11% restante está en desacuerdo por diferentes razones. (Ver gráfico N°18).

Gráfico 18. Organización comunitaria.



Fuente: Encuesta Socioeconómica. Marzo 2018

5.3. Método de Cálculo de Proyección de la Población.

5.3.1. Calculo de la tasa de crecimiento

Para la determinación de la tasa de crecimiento poblacional de estos barrios se usaron los datos de población obtenida por la alcaldía de Dipilto en los censos realizados en el año 2015 y 2017, ya que estos censos son los más recientes del municipio, con ellos se determinó la tasa de crecimiento poblacional para los barrios.

Tabla 5 Calculo de la Tasa de crecimiento poblacional

Barrios del Dipilto		
Año	Población	Censo
2015	547	Alcaldía de Dipilto
2017	552	Alcaldía de Dipilto

De acuerdo con las normas establecidas por el INAA, debe ser un mínimo del 2.5% anual; por lo tanto, la tasa de crecimiento seleccionada para nuestro caso es del 2.5% ya que este es el promedio del municipio de Dipilto.

$$rg = \left[\left(\frac{P_f}{P_0} \right)^{1/n} - 1 \right] * 100$$

$$rg = \left[\left(\frac{552}{547} \right)^{1/(2017-2015)} - 1 \right] * 100$$

$$rg = 0.025\%$$

Se utilizó la tasa de crecimiento del 2.5% debido a que este es el mínimo permitido por la norma.

5.3.2. Proyección de la población

Se estimó la proyección de la población para un periodo de 20 años usando el método geométrico.

Pn: Población Final

$$P_n = P_o * (1 + r)^t$$

Po: Población inicial

$$P_n = 462 * (1 + 0.025)^{20}$$

K: Tasa de crecimiento

$$P_n = 757 \text{ habitantes}$$

T: periodo de proyección (años)

5.4. Proyección de consumo

El cálculo del consumo de la población se basó en los datos recopilados con anterioridad en cuanto al crecimiento poblacional proyectado y la dotación estipulada en las normas de Acueductos Rurales del país, esta dotación incluye un factor estimado de pérdidas y desperdicio de agua en el sistema, de acuerdo con los niveles de servicio de los proyectos de abastecimiento de agua potable rural, determinando así el consumo promedio diario total del último día del periodo de diseño del proyecto.

- ✓ La dotación de la población de acuerdo con las normas del INAA para sistemas de agua potable rural (NTON 09001-99), con un nivel de servicio de conexiones domiciliarias, es de 50-60 lppd (13.21- 15.85 galones por persona diario).
- ✓ Para el análisis de este proyecto la dotación estimada será de 15.85 galones por persona diario.
- ✓ El porcentaje de pérdidas en concepto de fugas y desperdicios será del 20%.

5.5. Variaciones de consumo

Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de conexiones domiciliarias de patio, se asignará un caudal de 50 a 60 lppd” (NTON 09 001 – 99). Se realizó el cálculo para dotación de servicio para conexiones domiciliarias, tomando en cuenta los diferentes consumos tanto escolares, institucional y centros de salud.

- **Consumo Promedio Diario**

$$CPD = Dot * Hab$$

$$CPD = 60 \text{ lts/hab.día} * 757 \text{ habitantes}$$

$$CPD = 45,423 \text{ lts/día}$$

$$\Sigma CPD = \text{Emergencia proyectada} + \text{Escuela} + \text{Institucional} + \text{Comercio} + \text{Centro de Salud}$$

$$\Sigma CPD = (Dot * Hab) + (Hab * 15 \text{ lppd}) + (N^{\circ} \text{alumnos} * 32 \text{ lppd}) + (CPD * 7\%) + (CPD * 7\%) + 1050 \text{ lppd}$$

$$\Sigma CPD = 45,423 + 11,356 \text{ lpd} + 2,098 \text{ lpd} + 2,180 \text{ lpd} + 2,180 \text{ lpd} + 1,721 \text{ lpd}$$

$$\Sigma CPD = 66,217 \text{ lpd}$$

$$CPD = 0.766 \text{ lps}$$

- **Consumo Promedio Diario Total**

$$CPDT = CPD * 1.20$$

$$CPDT = 66,217 \text{ lts/día} * 1.20$$

$$CPDT = 79,460 \text{ lts/día}$$

- **Factores de Máximas Demandas**

Demanda Máximo Día entre 130%-150% del Consumo Promedio Diario

$$CMD = 0.766 \text{ lts/seg} * 1.5$$

$$CMD = 1.149 \text{ lps}$$

Demanda Máximo Hora será el 250% del Consumo Promedio Diario

$$CMH = 0.766 \text{ lts/día} * 2.5$$

$$CMH = 1.915 \text{ lps}$$

Tomando en cuenta los criterios antes citados, en lo concerniente a proyecciones de población y Dotaciones de agua potable se procedió al cálculo de la demanda de agua de la comunidad para el periodo de diseño de 20 años, Ver la tabla 6 a continuación, se muestran la proyección de población y consumo por año en sistemas métrico de los barrios en estudio.

Tabla 6 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN Y CONSUMO

Proyección de población y consumo barrios Dipilto									
Nº	AÑO	Proyección de población	Consumo Promedio Diario (CPD)			CMD Y CMH		Almacenamiento	
			CPD = Dot*Hab (lpd)	ΣCPD (lps)	CPDT (lps)	CMD (lps)	CMH (lps)	Litros	M3
0	2018	462	27,720.000	0.473	0.567	0.709	1.182	17,162	17.162
1	2019	474	28,413.000	0.483	0.580	0.725	1.209	17,550	17.550
2	2020	485	29,123.325	0.494	0.593	0.742	1.236	17,948	17.948
3	2021	498	29,851.408	0.506	0.607	0.758	1.264	18,356	18.356
4	2022	510	30,597.693	0.517	0.621	0.776	1.293	18,774	18.774
5	2023	523	31,362.636	0.529	0.635	0.793	1.322	19,203	19.203
6	2024	536	32,146.702	0.542	0.651	0.813	1.356	19,683	19.683
7	2025	549	32,950.369	0.556	0.667	0.834	1.389	20,175	20.175
8	2026	563	33,774.128	0.570	0.684	0.854	1.424	20,679	20.679
9	2027	577	34,618.482	0.584	0.701	0.876	1.460	21,196	21.196
10	2028	591	35,483.944	0.598	0.718	0.898	1.496	21,726	21.726
11	2029	606	36,371.042	0.613	0.736	0.920	1.534	22,269	22.269
12	2030	621	37,280.318	0.629	0.755	0.943	1.572	22,826	22.826
13	2031	637	38,212.326	0.645	0.773	0.967	1.611	23,396	23.396
14	2032	653	39,167.634	0.661	0.793	0.991	1.652	23,981	23.981
15	2033	669	40,146.825	0.677	0.813	1.016	1.693	24,581	24.581
16	2034	686	41,150.496	0.694	0.833	1.041	1.735	25,195	25.195
17	2035	703	42,179.258	0.711	0.854	1.067	1.779	25,825	25.825
18	2036	721	43,233.740	0.729	0.875	1.094	1.823	26,471	26.471
19	2037	739	44,314.583	0.747	0.897	1.121	1.869	27,133	27.133
20	2038	757	45,422.448	0.766	0.919	1.149	1.915	27,811	27.811

5.6. Caudales de diseño

El cuadro de proyecciones de demanda indica que la demanda de máximo día al final del periodo es de 1.149 lps para la población proyectada al final del periodo de 757 habitantes.

5.7. Capacidad de la fuente

Los resultados de las proyecciones de diseño nos revelan que el número de personas a ser abastecidos por el MAG al final del periodo de diseño será de 757 habitantes, quienes con una dotación de 60 lppd, demandarán un consumo promedio total diario (CPTD) de 0.919 lps, un consumo máximo diario (CMD) de 1.149 lps, y un consumo máximo horario (CMH) de 1.915 lps.

Es importante señalar que, al inicio del proyecto se requiere la construcción de 118 conexiones domiciliarias con micro medición, beneficiando a 118 viviendas que representan a 462 beneficiarios directos, más 1 escuela y 1 iglesia.

5.8. Resultados de la calidad de agua

• Análisis físico- químico

El análisis físico-químico realizado por la empresa ENACAL, considero los siguientes parámetros: temperatura, PH, conductividad eléctrica, turbidez, color, dureza, sulfato, calcio, magnesio, sodio, potasio, solidos disueltos totales, hierro, bicarbonato, carbonatos, cloruros, nitratos, nitritos, fluor, arsénico, cobre, manganeso, zinc y plomo.

Los resultados de laboratorio del análisis Físico – Químico de la muestra tomada de la fuente las Brumas indican que en un 89% de los parámetros analizados cumplen estando en rango con los valores mínimos y máximos permisibles explícitos en la norma (NTON 05-007-98), El 11% restante sobre pasa los límites permisibles entre ellos la turbiedad por lo que se propone tratamiento para que sea agua potable de calidad.

- **Análisis bacteriológico**

El análisis Bacteriológico realizado en el laboratorio de la empresa ENACAL, regido por los valores permisibles emitidos por las Normas de calidad de agua para consumo humano NTON-05-007-98.

Los resultados de laboratorio del análisis Bacteriológicos de la muestra tomada de la fuente las Brumas indican que en su mayoría los parámetros analizados cumplen estando en rango con los valores mínimos y máximos permisibles explícitos en la NTON-05-007-98 a excepción del incumplimiento en coliformes fecales, por lo que se requiere tratamiento de desinfección.

- **Análisis de plaguicidas y organoclorado**

El Análisis de Plaguicidas y organoclorados investiga importantes parámetros que permitan certificar que la fuente en estudio presenta condiciones aptas para el consumo humano, dado que la presencia de alguno de estos compuestos a identificar provoca a largo plazo efectos negativos en la salud.

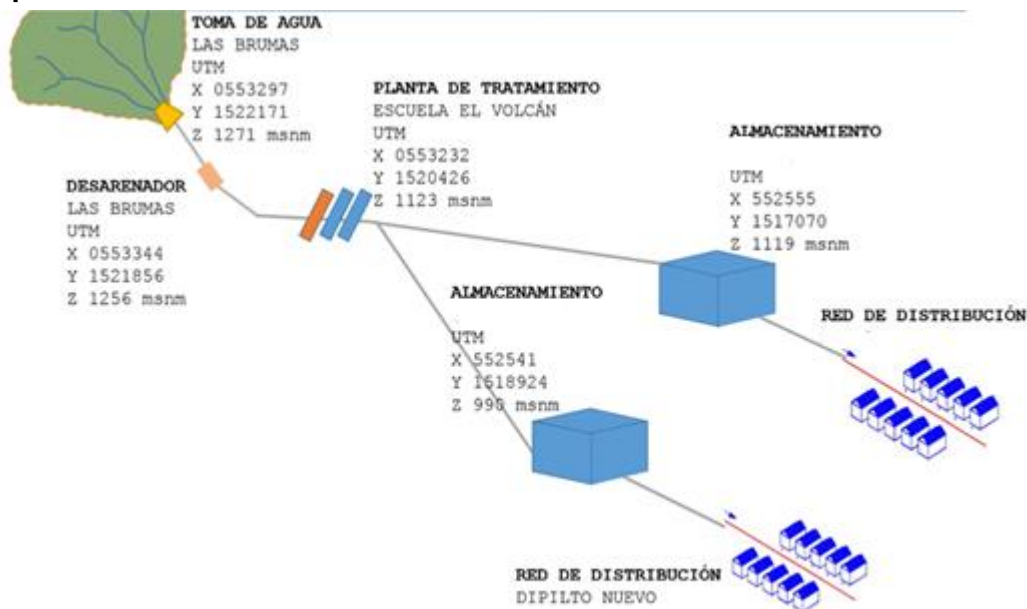
El análisis realizado por el laboratorio de la UNI-PIENSA, considero los siguientes parámetros: mercurio, selenio, fenoles, plaguicidas organoclorados, plaguicidas organofosforados, cloro residual, dureza cálcica, flúor, nitrógeno amoniacal, demanda bioquímica de oxígeno, cianuro, oxígeno disuelto.

Los resultados de laboratorio de los análisis que se realizaron de la muestra tomada de la fuente las Brumas indicaron que un 100% de los parámetros analizados cumplen estando en el rango con los valores mínimos y máximos permisible explícitos en la NTON 05-007-98 – Normativa del Instituto Nicaragüense de Acueducto y Alcantarillado (INAA).

5.9. Diseño hidráulico del sistema

El sistema hidráulico que se propone para los barrios del municipio de Dipilto es un esquema: **Fuente-Línea de Conducción-Tratamiento- Desinfección- Tanque-Red de Distribución.**

Ilustración 11 Esquema del sistema de Agua Propuesto



Fuente: Elaboración de los sustentantes

La ingeniería de las últimas décadas ha visto la irrupción de numerosos paquetes informáticos destinados a facilitar el diseño y el cálculo de sistemas físicos. Las redes de distribución de agua a presión, cuyo análisis antaño comportaba complejos y tediosos cálculos, también se han beneficiado de ello.

Con el objetivo de solucionar este problema, la EPA (U.S. Environmental Protection Agency), organización creada en 1970 en EE. UU. y encargada de velar por los recursos naturales del país, ha desarrollado un potente software informático ampliamente conocido en la actualidad: EPANET.2.0.

Este programa de dominio público permite calcular complejas redes de

abastecimiento, desde un punto de vista hidráulico y de calidad, ofreciendo una rápida capacidad de reacción, así como una previsión del comportamiento del sistema de ayuda en la toma de decisiones. El programa, pionero en este tipo de cálculos y tomado como ejemplo, se caracteriza por su elevado nivel de fiabilidad, debido a que, con su uso continuado desde su creación, ha podido depurar muchos de los errores iniciales, corregidos en cada nueva versión.

Para el Mini Acueducto por Gravedad de los barrios del municipio de Dipilto, se realizó el análisis hidráulico de la línea de conducción y red de distribución en el software EPANET.

5.10. Tratamiento y desinfección

De acuerdo a los resultados de los análisis realizados en la fuente de captación actual, si se le da el debido tratamiento la fuente es apta para consumo humano, ya que los resultados de los análisis de Plaguicidas, organoclorados salieron negativos, en el caso del resultado de los análisis bacteriológicos y físico-químicos, sale un poco alterada respecto a lo establecido en las Normas de calidad de agua para consumo humano, lo que es normal en este caso, ya que la fuente no tiene las condiciones adecuadas, y por lo tanto hay presencia de Coliformes, este parámetro se puede corregir con el tratamiento convencional que se hace en los acueductos (filtración, desinfección y protección de la fuente (cercado)), por lo que se considera que la fuente es apta para consumo humano.

5.10.1. Pretratamiento -Desarenador

Como pre tratamiento en el sistema se propuso un desarenador, con el cual se pretende remover partículas en suspensión gruesa como hojas, ramas, entre otros.

Los resultados para el dimensionamiento de la cámara del desarenador se muestran a continuación:

- **Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del sistema de pretratamiento (Desarenador)**

El diseño se realizó tomando en cuenta parámetros de diseño tales como: caudal de diseño $Q=1.15\text{ lps}$; densidad relativa de la arena $=2.65$; diámetro de la partícula $=0.02\text{ cm}$; T° del agua $=20^\circ\text{C}$; viscosidad cinemática del agua $=0.010105\text{ cm}^2/\text{seg}$.

Primeramente, se determinó la velocidad de sedimentación dando como resultado:

$$V_s = \frac{1}{18g} \left(\frac{P_s - 1}{n} \right) d^2$$

$$V_s = \frac{1}{18(9.81 \times 100)} \left(\frac{2.65 - 1}{0.010105 \text{ cm}^2/\text{seg}} \right) 0.02 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{V_s = 3.56 \text{ cm/seg}}$$

Se comprobó el número de Reynolds:

$$\text{Re} = \frac{V_s * d}{n}$$

$$\text{Re} = \frac{3.56 \text{ cm/seg} * 0.02 \text{ cm}^2}{0.010105 \text{ cm}^2/\text{seg}}$$

$\mathbf{Re = 7.04} > 0.5$; por lo tanto, no se encuentra en la zona de la ley de Stokes.

Se realizó un reajuste tanto para el diámetro como para la velocidad de sedimentación.

$$\left[\frac{g(P_s - 1)}{n^2} \right]^{1/3} \mathbf{d = 5.02}$$

Término de la velocidad de sedimentación:

$$\frac{V_s}{[g(P_s - 1)n]^{1/3}} = 1$$

Luego $\mathbf{V_s=2.54 \text{ cm/seg}}$

Se comprobó nuevamente el $\text{Re}=5.02$

Entonces se encuentra en la zona de transición (ley de Allen).

Se determinó el coeficiente de arrastre, dando como resultado:

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$$

$$C_D = \frac{24}{7.04} + \frac{3}{\sqrt{7.04}} + 0.34$$

$$C_D = 6.42$$

Entonces la velocidad de sedimentación fue:

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{C_D} (P_s - 1) * d}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{9.81}{6.42} (2.65 - 1) * 5.02 \text{cm}}$$

$$V_s = 2.59 \text{cm/seg}$$

Se asumió una eficiencia del 75%, se adoptó un coeficiente de seguridad igual a 1.75.

De tal manera que se obtuvo un área superficial $A_s=0.12 \text{ m}^2$

Se determinó las dimensiones de largo, ancho y profundidad respetando los criterios de diseño.

Largo: $l= 3.45 \text{m}$

Ancho: $B=0.90 \text{m}$

Profundidad: $h=.070 \text{m}$

$$L/A= 3.833$$

Luego se calculó la velocidad horizontal dando como resultado:

$$V_h = \frac{Q}{A_t}$$

$$V_h = \frac{1.15 \text{ lps} * 100}{(0.90 \text{ m} * 0.70 \text{ m}) * 100}$$

$$V_h = 1.82 \text{ cm/seg}$$

Se determinó la velocidad de desplazamiento o resuspension dando como resultado:

$$V_d = \sqrt{\frac{8k}{f} g(P_s - 1)d}$$

$$V_d = \sqrt{\frac{8 * 0.10}{0.30} * \frac{9.81 \text{ m}}{\text{s}} * (2.65 - 1) 0.02 \text{ cm}}$$

$$V_d = 18.58 \text{ cm/seg}$$

Lo que indica que no habrá resuspension pues $V_d > V_h$

Se calculó el periodo de retención dando como resultado:

$$PR = \frac{\text{volumen}}{\text{caudal}}$$

$$PR = \frac{(3.45 \text{ m} * 0.90 \text{ m} * 0.70 \text{ m})}{(1.15 \text{ lps} * 1000)}$$

$$PR = 1892 \text{ seg}$$

Se determinó la longitud del tramo de transición dando como resultado:

$$LT = \frac{B - b}{2 * \text{tg}\theta}$$

$$LT = \frac{0.90 \text{ m} - 0.60 \text{ m}}{2 * \text{tg}(12.5^\circ)}$$

$$LT = 0.68 \text{ m}$$

Ver tabla de resultados en Anexos.

5.10.2. Tratamiento del sistema.

El sistema que se propone es Tratamiento convencional, Coagulación + Floculación + Sedimentación + Filtración + Carbón Activado Granular + Desinfección.

- **Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del coagulador.**

El diseño se realizó tomando en cuenta los parámetros siguientes:

Caudal de Diseño, $Q_d=1.15$, $lps=0.001379m^3/s$ Ancho de vertedero y del canal, $B=0.15m$ Altura de la cresta del vertedero, $B=0.20m$; tanto el ancho como la cresta del vertedero son asumidos.

Primeramente, se calculó el caudal por unidad de ancho del vertedero dando como resultado:

$$q = \frac{Q}{B}; \text{ Sustituyendo;}$$

$$q = \frac{0.001149 \frac{m^3}{s}}{0.20m}$$

$$q = 0.005745m^3/s/m$$

Luego se determinó la profundidad crítica del flujo dando como resultado:

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3}$$

$$h_c = \left(\frac{(0.005745m^3/s/m)^2}{9.81m/s}\right)^{1/3}$$

$$h_c = 0.01498432 m$$

Cuando hay resalto la profundidad del agua en la sección 1 está relacionada con la profundidad crítica mediante la siguiente expresión se determinó dicha profundidad:

$$\frac{h_1}{h_c} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\frac{p}{h_c} + 2.56}};$$

$$h_1 = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\frac{0.30\text{m}}{0.01498432 \text{ m}} + 2.56}} * 0.01498432 \text{ m}$$

Sustituyendo para los valores de P y hc definidos anteriormente, se obtuvo:

$$\mathbf{h_1 = 0.004459448 \text{ m}}$$

Se determinó la velocidad en la sección 1 para encontrar el número de Froude y verificar si se genera la suficiente turbulencia para un mezclado rápido, obteniendo el resultado siguiente:

$$V_1 = \frac{q}{h_1}; \text{Sutituyendo};$$

$$\mathbf{V_1 = 1.29 \text{ m/s}}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}; \text{Sutituyendo};$$

$$F_1 = \frac{1.29 \text{ m/s}}{\sqrt{\frac{9.81\text{m}}{\text{s}} * 0.004459448 \text{ m}}}$$

$$\mathbf{F_1 = 6.16 \text{ esta ok porque } 6.16 \leq F \leq 9}$$

El número de Froude se encuentra dentro del intervalo de diseño establecido, por lo tanto, se tendrá un resalto estable.

La profundidad después del resalto está relacionada con h_1 , obteniendo como resultado:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1}{2};$$

$$h_2 = \frac{(\sqrt{1 + 8(6.16 \text{ m})^2} - 1) * 0.004459448 \text{ m}}{2}$$

$$\text{Sustituyendo } \mathbf{h_2 = 0.036678757 \text{ m}}$$

Con la profundidad del flujo h_2 se determinó la velocidad en la sección 2:

$$V_2 = \frac{q}{h_2}; \text{ sustituyendo;}$$

$$V_2 = \frac{\frac{0.005745 \text{ m}^3}{\text{s}}}{0.036678757 \text{ m}}$$

$$\mathbf{V_2 = 0.16 \text{ m/s}}$$

La longitud del resalto dio como resultado:

$$L_j = 6 (h_2 - h_1); \text{ sustituyendo}$$

$$L_j = 6(0.036678757 - 0.004459448 \text{ m})$$

$$\mathbf{L_j = 0.19 \text{ m}}$$

La distancia del vertedero a la sección 1 dio como resultado:

$$L_m = 4.3 P \left(\frac{h_c}{p} \right)^{0.9}$$

$$L_m = 4.30 * 0.30 \text{ m} \left(\frac{0.01498432 \text{ m}}{0.30 \text{ m}} \right)^{0.9}$$

$$\mathbf{L_m = 0.0869 \text{ m}}$$

La pérdida de carga en el resalto dio como resultado:

$$\Delta h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2}; \text{ sustituyendo}$$

$$\Delta h = \frac{(0.036678757 \text{ m} - 0.004459448 \text{ m})^3}{4 * 0.004459448 \text{ m} * 0.036678757 \text{ m}}$$

$$\mathbf{\Delta h = 0.05 \text{ m}}$$

La velocidad de mezcla será la velocidad media entre las secciones 1 y 2, dando como resultado:

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}; \text{ sustituyendo}$$

$$V_m = \frac{1.29\text{m/s} + 0.16\text{m/s}}{2}$$

$$V_m = 0.72 \text{ m/s}$$

Conociendo la velocidad de mezcla y la longitud del resalto, se encontró el tiempo de mezcla T:

$$T = \frac{L_j}{V_m}; \text{ sustituyendo};$$

$$T = \frac{0.19}{\frac{0.72\text{m}}{\text{s}}}$$

$$T = 0.27\text{s} < 1 \text{ segundo ok}$$

El gradiente de velocidad generado por el resalto hidráulico dio como resultado:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu * T}}$$

$$G = \sqrt{\frac{\frac{9771\text{N}}{\text{m}^3} * 0.05\text{m}}{\frac{0.799 \times 10^{-3}\text{Ns}}{\text{m}^2} * 0.31\text{s}}}$$

$$G = 1,528 \text{ s}^{-1} \text{ OK}$$

$$\text{Se cumple } 1000 \text{ s}^{-1} \leq G \leq 2000 \text{ s}^{-1} \text{ OK}$$

La altura de la lámina de agua sobre el vertedero dio como resultado:

$$H = \frac{Q}{(1.84 * B)^{0.67}}$$

$$H = \frac{0.001149\text{m}^3/\text{s}}{(1.84 * 0.20\text{m})^{0.67}}$$

$$H = 0.002245 \text{ m}$$

La longitud del canal dio como resultado:

$$L_c = 4.5 B$$

$$L_c = 4.5 \times 0.20\text{m}$$

$$L_c = 0.9\text{m}$$

Dosificación de la solución del coagulante

Información:

- $Q=0.001149\text{m}^3/\text{s}$
- Se han definido dos dosis, dosis máxima, $DM=80\text{mg/L}$ para turbiedad alta y dosis mínima, $Dm=8\text{mg/L}$ para turbiedad baja
- Concentración $C=2\%$
- Tiempo de bombeo, $T_b=8.0$ horas.

Se determinó el caudal de la solución al 2% dando como resultado:

$$q = \frac{Q * (DM + Dm)}{2 * C}$$

$$q = \frac{1.15 * (80\text{mg/l} + 8\text{mg/l})}{2 * 20,000}$$

$$q = 0.002528 \text{ l/s} \approx 0.22\text{m}^3/\text{dia}$$

Se calculó el volumen del tanque de solución obteniendo como resultado:

$$V = Q * D * T_o / C$$

$$V = \frac{0.22\text{m}^3}{\text{dia}} * \left(\frac{8\text{hr}}{24}\right)$$

$$V = 0.05\text{m}^3 \approx 46 \text{ litros}$$

Volumen de tanque de solución= 46 litros

Se calculó el consumo promedio diario dando como resultado:

$$P_c = Q * D_{\text{promedio}}$$

$$P_c = 1.15 \text{ l/s} * 44 \text{ mg/s}$$

$$P_c = 50.556 \text{ mg/s}$$

$$P_c = \frac{50.556 \text{ mg}}{s} \approx \frac{50.556}{11.574} = \mathbf{4.37 \text{ kg/dia}}$$

Se determinó el consumo de coagulante por tanque de solución obteniendo el resultado siguiente:

$$P_o = P_c * \frac{T}{24}$$

$$P_o = 4.37 \frac{\text{kg}}{\text{dia}} * \frac{8.0\text{hras}}{24}$$

$$\mathbf{P_o = 0.91 \text{ kg}}$$

Número de bolsas de coagulante (cada bolsa de 50kg, es decir $P_b=50\text{kg}$)

$$N^{\circ}\text{bolsas} = \frac{P_o}{P_b}$$

$$N^{\circ}\text{bolsas} = \frac{0.91 \text{ kg}}{\frac{50\text{kg}}{\text{bolsa}}}$$

$$\mathbf{N^{\circ}\text{bolsas} = 0.018 \text{ bolsas} \approx 1 \text{ bolsa}}$$

Se calculó el caudal máximo a dosificar dando como resultado:

$$q_M = \frac{Q * DM}{C}$$

$$q_M = \frac{1.15 \frac{l}{s} * 80\text{mg/l}}{20,000}$$

$$\mathbf{q_M = 0.005 \frac{l}{s} \approx 16.55 \text{ L/h}}$$

Se calculó el caudal mínimo a dosificar:

$$q_m = \frac{Q * D_m}{C}$$

$$q_m = \frac{1.15 \frac{l}{s} * 8\text{mg/l}}{20,000}$$

$$q_m = 0.000460 \frac{l}{s} \approx 1.65 \frac{L}{h}$$

La aplicación del coagulante se hará mediante un difusor, es decir un tubo pvc con orificios colocados sobre la sección 1 donde inicia el resalto hidráulico y la generación de la turbulencia.

Se obtuvo el número de orificios en el difusor dando como resultado:

Para un espaciamiento $e=0.03m$ y $B=0.15m$

$$N = \frac{B}{e}$$

$$N = \frac{0.20m}{0.03m}$$

$$N = 6.6667 \text{ orificios}$$

Considerando $d=12.5mm$ el diámetro de cada orificio, la sección de cada orificio dio como resultado:

$$A_o = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_o = \frac{2.1416 \left(\frac{12.5mm}{1000} \right)^2}{4}$$

$$A_o = 0.0001227 m^2$$

Utilizando una dosis óptima promedio $D_{promedio}$ de $44mg/L$ y una concentración C del 2%, el caudal promedio de la solución por aplicar dio como resultado:

$$q_o = \frac{Q * D_{promedio}}{C}$$

$$q_o = \frac{1.15 \frac{L}{s} * 44 \frac{mg}{L}}{20,000 \frac{mg}{L}}$$

$$q_o = 0.0025278 \frac{L}{s}$$

Se calculó la velocidad en los orificios obteniendo como resultado:

$$V_o = \frac{q_o}{A_o N_o}$$

$$V_o = \frac{\frac{0.0025278 \text{ l/s}}{1000}}{0.0001227 \text{ m}^2 * 6.6667}$$

$$\mathbf{V_o = 0.003091 \text{ m/s}}$$

Se determinó la velocidad en la tubería del difusor dando como resultado:

$$V_t = \frac{V_o}{R}$$

$$V_t = \frac{0.003091 \text{ m/s}}{0.46}$$

$$\mathbf{V_t = 0.00672 \text{ m/s}}$$

La sección de la tubería del difusor dio como resultado:

$$A_t = \frac{q_o}{V_t}$$

$$A_t = \frac{\left(\frac{0.003034 \text{ l/s}}{1000} \right)}{0.00807 \text{ m/s}}$$

$$\mathbf{A_t = 0.0003761 \text{ m}^2}$$

Se calculó el diámetro del difusor obteniendo como resultado:

$$D_t = \left(\frac{4A_t}{\pi} \right)^{0.5} \left(\frac{1}{0.0254} \right)$$

$$D_t = \left(\frac{4 * 0.0003761 \text{ m}^2}{2.1416} \right)^{0.5} * \left(\frac{1}{0.0254} \right)$$

$$\mathbf{D_t = 0.86 \text{ pulgadas} \approx 1 \text{ pulgada}}$$

- **Cálculos hidráulicos para el diseño de la cámara de quietamiento a la entrada del floculador.**

Para nuestro caso se indica que la velocidad de entrada a la cámara de quietamiento es la velocidad $V_2 = 0.17 \text{ m/s}$ del flujo aguas abajo del resalto hidráulico. Esta velocidad es de por sí una velocidad baja, con la cámara de quietamiento se pretende reducirla hasta el límite inferior indicado en los parámetros de diseño de los floculadores, $V = 0.10 \text{ m/s}$. A esta velocidad le corresponderá una profundidad del flujo y ancho del canal los cuales están determinados utilizando la ecuación de Manning aplicada para flujo uniforme y tirante normal.

Se calculó la profundidad de la cámara de quietamiento obteniendo el resultado siguiente:

$$h = \left(\frac{Q * n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$h = \left(\frac{\frac{0.00114 \text{ m}^3}{\text{s}} * 0.014}{0.001^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$h = 0.058 \text{ m}$$

El canal será de concreto por lo que $n = 0.014$ y tendrá una pendiente $S = 0.001$

Parámetro de Diseño $V = 0.1 \text{ m/s}$

Para $Q = 0.001149 \text{ m}^3/\text{s}$ y $n = 0.014$

Se calculó el área para la cámara de quietamiento dando como resultado:

$$\text{Area} = \frac{Q}{V}$$

$$\text{Area} = \frac{0.00115 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.1 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

$$\text{Area} = 0.01149\text{m}^2$$

Se calculó el ancho b obteniendo el resultado siguiente:

$$b = \frac{A}{h}$$

$$b = \frac{0.01149\text{m}^2}{0.06\text{m}}$$

$$\mathbf{b = 0.192m \approx 0.2m}$$

Para la longitud del canal de aquietamiento se obtuvo el siguiente resultado:

$$\text{Laq} = 4.5 b$$

$$\text{Laq} = 4,5 * 0.2$$

$$\mathbf{\text{Laq} = 0.90 m}$$

- **Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del floculador**

Se tomaron en consideración los siguientes parámetros:

Caudal de diseño: $Q=0.00115\text{m}^3/\text{s}$

Velocidad de diseño: $V=0.1\text{m/s}$

Se calculó el caudal para un Floculador teniendo como resultado:

$$Q_f = \frac{Q_{\text{diseño}}}{N}$$

$$Q_f = \frac{0.00115 \text{ m}^3/\text{s}}{2}$$

$$\mathbf{Q_f = 0.0005745 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Se determinó la longitud total de los canales en el Floculador dando como resultado:

$$\text{L}_{\text{canal}} = V * T$$

$$L_{\text{canal}} = 0.1 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 15 \text{min} * 60 \frac{\text{s}}{\text{min}}$$

$$\mathbf{L_{\text{canal}} = 90 \text{ m}}$$

Se calculó la sección transversal de los canales obteniendo como resultado:

$$A = \frac{Q}{V}$$

$$A = \frac{0.0005745 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{0.1\text{m}}{\text{s}}}$$

$$\mathbf{A = 0.005745 \text{ m}^2}$$

Separación entre tabiques dio como resultado:

Considerando una altura de agua en la unidad de 0.10m.

$$a = \frac{A}{h}$$

$$a = \frac{0.005745\text{m}^2}{0.1\text{m}}$$

$$\mathbf{a = 0.05745 \approx 0.06\text{m}}$$

Se calculó el espaciamiento entre los extremos obteniendo el siguiente resultado:

$$e = a * 1.5$$

$$e = 0.06\text{m} * 1.5$$

$$\mathbf{e = 0.09\text{m}}$$

Se determinó el ancho efectivo del tanque Floculador dando como resultado:

Se adoptó como ancho del tanque Floculador B=2.00m;

$$B_{\text{ef}} = B - e$$

$$B_{\text{ef}} = 2.00\text{m} - 0.06\text{m}$$

$$\mathbf{B_{\text{ef}} = 1.91\text{m}}$$

Se calculó el número de canales dando como resultado:

$$N = \frac{L_{\text{canal}}}{B_{\text{ef}}}$$

$$N = \frac{90\text{m}}{1.91\text{m}}$$

N = 47.12 canale, usar 47 canales y 46 tabiques

Se determinó la longitud total del tanque Floculador obteniendo como resultado:

Teniendo en cuenta el espesor de las placas de acrílico de 0.005m:

$$L_T = (N * ep) + (\text{Numero de tabiques} * a)$$

$$L_T = (47 * 0.005\text{m}) + (46 * 0.06\text{m})$$

$$L_T = 2.995\text{m}$$

Se calculó el radio hidráulico dando como resultado:

$$R = \frac{A}{(2 * h) + a}$$

$$R = \frac{0.005745\text{m}^2}{(2 * 0.10\text{m}) + 0.06\text{m}}$$

$$R = 0.022 \text{ m}$$

Se calculó las pérdidas por fricción dando como resultado:

$$h_f = \left[\frac{V * h}{R^{2/3}} \right]^2 * L_{\text{canal}}$$

$$h_f = \left[\frac{\frac{0.1\text{m}}{s} * 0.014}{0.0220962 \text{ m}^{2/3}} \right]^2 * 90\text{m}$$

$$h_f = 0.0284496\text{m}$$

Así mismo se calcularon las pérdidas locales obteniendo el resultado siguiente:

$$h_L = K * N * \frac{V^2}{2g}$$

$$h_L = 3 * 46 * \frac{0.1m/s^2}{2 * 9.81}$$

$$h_L = 0.07m$$

La pérdida de energía total dio como resultado:

$$h_T = h_f + h_L$$

$$h_T = 0.0284496 + 0.07$$

$$h_T = 0.0988m$$

Se calculó el gradiente de velocidad dando como resultado:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_T}{\mu * T}}$$

$$G = \left[\frac{9771 * 0.0988}{0.799 \times 10^{-3} * 15 * 60} \right]^{0.5}$$

$$G = 36.64 \text{ S}^{-1} \text{ OK } 20 \text{ S}^{-1} \leq G \leq 200 \text{ S}^{-1}$$

- **Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del sedimentador.**

Los parámetros de diseño a utilizar son los siguientes;

1. Número mínimo de tanques sedimentadores:2
2. Carga superficial $20m^3/m^2.d$
3. Tiempo de retención:2 horas
4. Relación longitud/ ancho= 5/1
5. Velocidad del flujo $< 1.5cm/s$
6. La velocidad de paso de la cámara de entrada al Sedimentador de 15^a60 cm/s para evitar que los flóculos se rompan.
7. $Q_{diseño}=0.00115 \text{ m}^3/s$

Se calculó el caudal para un sedimentador dando como resultado:

$$Q_s = \frac{Q}{2}$$

$$Q_s = \frac{0.00115 \text{ m}^3/\text{s}}{2}$$

$$Q_{\text{sedimentador}} = \frac{0.005745 \text{ m}^3}{\text{s}} = 49,64 \text{ m}^3/\text{d}$$

Tomando en consideración una carga superficial, $C_s = 20 \text{ m/d}$

Se calculó el volumen de sedimentación para un tiempo de retención $t = 2 \text{ horas}$

$$V_{\text{sed}} = Q_s * T$$

$$V_{\text{sed}} = \frac{49.64 \text{ m}^3/\text{dia} * 2 \text{ horas}}{24}$$

$$V_{\text{sed}} = 4.14 \text{ m}^3$$

Se determinó el área superficial obteniendo el resultado siguiente:

$$A = \frac{Q_s}{C_s}$$

$$A = \frac{49.64 \text{ m}^3/\text{dia}}{20 \text{ m/dia}}$$

$$A = 2.48 \text{ m}^2$$

Se calculó la relación longitud/ancho para un tanque rectangular dando como resultado:

$$\text{Ancho} = \left(\frac{A}{5} \right)^{1/2}$$

$$\text{Ancho} = \left(\frac{2.48 \text{ m}^2}{5} \right)^{1/2}$$

$$\text{Ancho} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = \frac{2.48}{0.8} = 3.55 \text{ m usar } 4 \text{ m}$$

Se calculó la profundidad del agua obteniendo como resultado:

$$P = \frac{V_{\text{sed}}}{\text{Ancho} \times \text{Long}}$$

$$P = \frac{4.14 \text{ m}^3}{0.8 \text{ m} \times 4 \text{ m}}$$

$$\mathbf{P = 1.29 \text{ m}}$$

La profundidad del tanque dio como resultado:

Para un borde libre de 0.37m y altura de lodos de 0.50m

$$PT = P + BL + AL$$

$$PT = 1.29 \text{ m} + 0.37 \text{ m} + 0.50 \text{ m}$$

$$\mathbf{PT = 2.16 \text{ m}}$$

Se calculó la velocidad del flujo dando como resultado:

$$V_f = \frac{Q_s}{\text{Ancho} \times P}$$

$$V_f = \frac{49.64 \text{ m}^3/\text{dia} \times 100}{86400 \times 0.70 \text{ m} \times 1.29 \text{ m}}$$

$$\mathbf{V_f = 0.063 \text{ cm/s} < 1.5 \text{ cm/s} \text{ Ok}}$$

La cámara de entrada del Sedimentador está constituida por una pantalla difusora con orificios.

Se calculó el área del flujo para la velocidad de paso de 15cm/s dando como resultado:

$$A_{pd} = \frac{Q_s}{V_c}$$

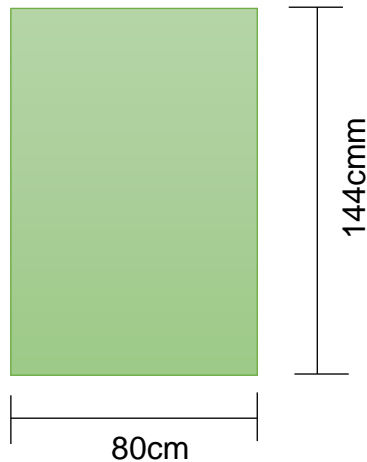
$$A_{pd} = \frac{49.64}{86,400 \times 0.15}$$

$$A_{pd} = 0.0038m^2 = 38 \text{ cm}^2$$

Con orificios de 2cms de diámetro se requieren un total de 9 orificios.

El arreglo o distribución de los orificios en la pantalla difusora es el siguiente:

Las dimensiones de la pantalla difusora son:



Se calculo el número de orificios por fila (N_F) dando como resultado:

$$(N_F * \text{Dorificio}) + ((N_F + 1) * \text{espacio de orificio}) = \text{Longitud pantalla}$$

Para un espaciamento entre orificios de 16cm (a lo largo de cada fila) se obtuvo el resultado siguiente:

$$2N_F + 16N_F + 16 = 70$$

$$18N_F = 54$$

$N_F = 3$ Este es el número de orificios por fila

Se calculo el número de orificios por columna (N_c) dando como resultado:

$$N_c = \frac{\text{Ancho pantalla} - \text{espaciamento entre orificios}}{\text{dorificio} + \text{espaciamento entre orificios}}$$

Para un espaciamento entre orificios de 31cm (a lo largo de cada columna):

$$N_c = \frac{144\text{cm} - 31}{2 + 31}$$

$N_c = 3$ Este es el número de orificios por columna

Se determinó el número total de orificios obteniendo como resultado:

$$N_T = N_F * N_c$$

$N_T = 3 * 3 = 9$ orificios de 2cm de diametro

Se calculó el área de cada orificio dando como resultado:

$$A_{orif} = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$A_{orif} = 0.000314 \text{ m}^2$

$A_{To}: 0.000314 * 9 = 0.002826 \text{ m}^2$

Se calculó el espaciamiento en los extremos obteniendo los siguientes resultados:

Espaciamiento en los extremos de las filas:

$$E_{ec} = \frac{\text{Longitud} - (N_F * d_{orif}) - (\text{espaciam} * (N_F - 1))}{2}$$

$$E_{ec} = \frac{80 + (3 * 2) - (16 * 2)}{2}$$

$E_{ec} = 21\text{cm}$

Espaciamiento en los extremos de las columnas:

$$E_{ef} = \frac{144 - (3 * 2) - (31 * (3 - 1))}{2}$$

$E_{ef} = 31\text{cm}$

Se calculó el caudal por orificio dando como resultado:

$$q = \frac{Q_s}{N_T}$$

$$q = \frac{0.0005745}{9}$$

$$q = 0.000063833 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se calculó la velocidad en cada orificio dando como resultado:

$$V_{\text{orif}} = \frac{q}{A_{\text{orif}}}$$

$$V_{\text{orif}} = \frac{0.000063833 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.000314 \text{ m}^2}$$

$$V_{\text{orif}} = 0.20 \text{ m/s}$$

Se calculó la pérdida de carga en cada orificio dando como resultado:

$$h_{\text{orif}} = \frac{q^2}{C^2 * A_{\text{orif}}^2 * 2g}$$

$$h_{\text{orif}} = \frac{0.000063833^2}{0.7^2 * (0.002826)^2 * 2 * 0.81}$$

$$h_{\text{orif}} = 0.004299 \text{ m} \approx 0.42 \text{ cm}$$

- **Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento de la cámara de filtración**

Los criterios o parámetros de diseño para el filtro propuesto son los siguientes:

1. Velocidad de filtración o carga hidráulica 4-5m/h
2. Separación entre canaletas 1.5- 2.1m
3. Profundidad del medio filtrante:
 - Antracita: 0.4 -0.6m
 - Arena: 0.15-0.30m
4. Profundidad de la grava 0.30- 0.45m
5. Velocidad de lavado: 0.011m = 1.1cm/s
6. Duración de la carrera de filtración: 12- 72horas.
7. Cantidad de aguapara el lavado: 1-6% del agua filtrada.

Numero de filtros: 2

No se utilizó la formula $N=0.044\sqrt{Q}$ porque se obtienen resultados muy pequeños.

$$Q_{\text{diseño}} = 0.00115 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se calcularon las dimensiones de un filtro obteniendo los siguientes resultados:

$$Q_u = \frac{Q_{\text{diseño}}}{2}$$

$$Q_u = \frac{0.00115 \text{ m}^3/\text{s}}{2}$$

$$Q_u = 0.00057 \text{ m}^3/\text{s} \approx 0.57 \text{ L/s}$$

Se calculó el área del filtro dando como resultado los siguientes datos:

Para velocidad de filtración o carga superficial:

$$CS = 4 \text{ m/h} = 96 \text{ m/d}$$

$$A = \frac{Q_u}{CS}$$

$$A = \frac{0.00057 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}}{96 \frac{\text{m}}{\text{d}}}$$

$$A = 0.517 \text{ m}^2$$

Se calcularon las dimensiones del filtro dando como resultado:

Se asume relación $L/B=3$

$$B = \sqrt{\frac{A}{3}}$$

$$B = \sqrt{\frac{0.517}{3}}$$

$$B = 0.42 \text{ m} \approx 0.45 \text{ m}$$

$$L = B * 3$$

$$L = 0.42 * 3$$

$$L = 1.26\text{m}$$

Ajuste de velocidad de filtración individual

$$V_{Fi} = \frac{Q_u}{L * B}$$

$$V_{Fi} = \frac{0.00057 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}}}{(1.26\text{m} * 0.42\text{m})}$$

$$V_{Fi} = 4.0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Se calcularon las dimensiones del lecho filtrante obteniendo los siguientes resultados:

De acuerdo a los criterios de diseño el medio filtrante estará compuesto por:

- Antracita: 0.6m
- Arena: 0.30m
- Grava: 0.40m

Para la canaleta de lavado se obtuvo el resultado siguiente:

Se asume una canaleta de lavado, $N_c=1$

$$\text{Distancia entre canaletas} = \frac{L}{N_c}$$

$$\text{Distancia entre canaletas} = \frac{1.50}{1}$$

Distancia entre canaletas = 1.50m ok (rango 1.50 – 2m)

Se determinó el caudal de lavado dando como resultado:

Para una velocidad de lavado **$V_l = 0.011\text{m/s}$**

Se calculó el caudal de lavado dando como resultado:

$$Q_l = V_l * A$$

$$Ql = 0.011 \frac{m}{s} * (0.42m * 1.26m)$$

$$Ql = 0.0058 \frac{m^3}{s}$$

Asumiendo un ancho de 0.15m, la profundidad de 0.15m, la profundidad de la lámina se obtuvo como resultado lo siguiente:

$$Ho = \left(\frac{Ql}{1.375 * 0.15} \right)^{2/3}$$

$$Ho = \left(\frac{0.0058 \frac{m^3}{s}}{1.375 * 0.15m} \right)^{2/3}$$

$$Ho = 0.09m$$

Por lo tanto, se asumió una altura de la canaleta de 0.15m.

Se calculó el volumen de agua requerido para un tiempo de lavado de $Tl = 15min$ dando como resultado

$$V_L = Ql * 15 * 60$$

$$V_L = 0.00058 \frac{m^3}{s} * 15min * 60 \frac{s}{min}$$

$$V_L = 5.18 m^3$$

Para una carrera de filtración de 48horas, el volumen de agua filtrada dio como resultado:

$$V_{fil} = Q_{fil} * T_{fil}$$

$$V_{fil} = 0.00057 \frac{m^3}{s} * 86400 \frac{s}{dia} * \frac{48h * dia}{24h}$$

$$V_{fil} = 99.274 m^3$$

El porcentaje de agua filtrada requerida para el lavado dio como resultado:

$$\% = \frac{V_l}{V_{fil}} * 100$$

$$\% = \frac{5.18 \text{ m}^3}{99.274 \text{ m}^3} * 100$$

$$\% = 5.22 \% \text{ Ok esta dentro del rango } 2 - 6\%$$

Se calculó la perdida de carga en el lecho filtrante dando como resultado:

Para antracita:

Para tamaño promedio de antracita d;

$$d=1.6\text{mm}$$

$$\text{temperatura de } 30^\circ\text{C } \vartheta=0.80 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Velocidad de filtración } 4\text{m/h}= 0.0011\text{m/s}$$

$$N_{Re} = \frac{Vd}{\vartheta}$$

$$N_{Re} = \frac{0.0011 * 1.6 \times 10^{-3}}{60 * \frac{0.802 \times 10^{-6} \text{ m}^2}{\text{s}}}$$

$$N_{Re} = 0.36575$$

Para la arena:

Tamaño promedio de arena propuesta: 0.5mm

$$N_{Re} = \frac{0.0011 * 0.5 \times 10^{-3}}{60 * 0.802 \times 10^{-6}}$$

$$N_{Re} = 1.1430 \times 10^{-2} \approx 0.01142976$$

Se calcularon los coeficientes de arrastre dando como resultado:

$$C_D = \frac{24}{N_{Re}} + \frac{3}{\sqrt{N_{Re}}} + 0.34$$

Para antracita:

$$C_D = \frac{24}{0.036575} + \frac{3}{\sqrt{0.036575}} + 0.34 = 672.21$$

Para arena:

$$C_D = \frac{24}{0.0142976} + \frac{3}{\sqrt{0.0142976}} + 0.34 = 2,128.182791$$

Las pérdidas de energía a través de las capas de antracita y arena son dieron como resultado:

$$h = 1.067 * C_D * \frac{1}{e^4} * \frac{L}{d} * \frac{V^2}{g}$$

Perdidas por la antracita:

$$h = 1.067 * 672.21 * \frac{1}{(0.4)^4} * \frac{0.60}{1.6 \times 10^{-3}} * \left[\frac{0.0011}{60} \right]^2 \frac{1}{9.81}$$

$$h = 0.00036m$$

Pérdida para arena

$$h = 1.067 * 672.21 * \frac{1}{(0.4)^4} * \frac{0.30}{0.5 \times 10^{-3}} * \left[\frac{0.0011}{60} \right]^2 \frac{1}{9.81}$$

$$h = 0.001823469m$$

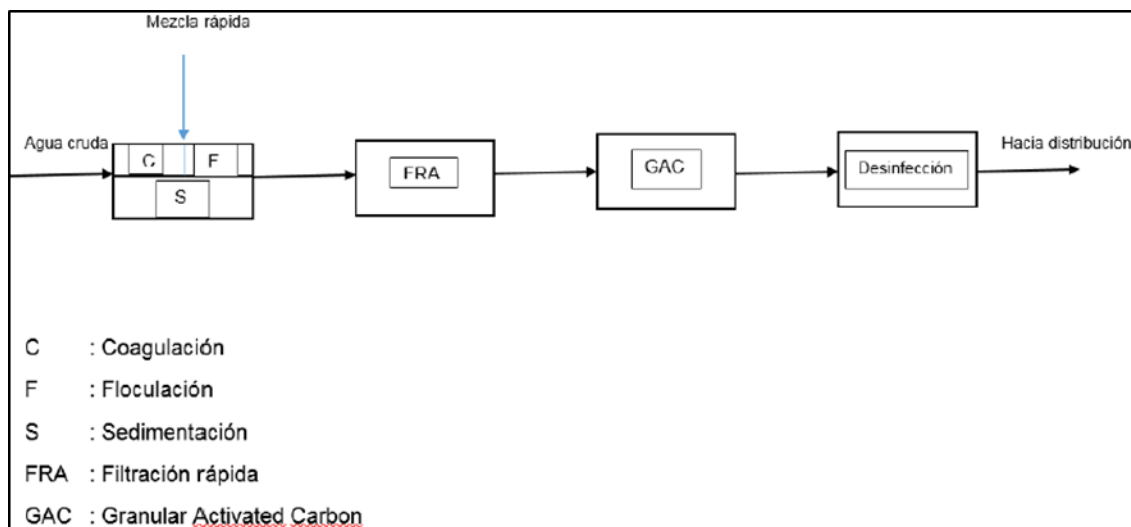
Pérdida total

$$h = 0.00036 + 0.00182346 = 0.00218m$$

A continuación, se muestra un esquema el cual representa el orden que sigue el sistema de tratamiento para la potabilización del agua.

5.10.3. Vista de planta de esquema de tratamiento propuesto.

Ilustración 12 Esquema de tratamiento propuesto



El primer proceso en el tren de tratamiento seleccionado es la coagulación, este proceso se lleva a cabo la adición de sales de aluminio (sulfato de aluminio) y debe efectuarse de tal manera que el coagulante sea disperso rápida y uniformemente a través de todo el flujo de agua.

Una vez que la masa de agua ha sido coagulada, el floculador proporciona una agitación lenta para promover el crecimiento de los flóculos y su conservación, hasta que la suspensión de agua y flóculos salga de la unidad.

Como siguiente paso esta la sedimentación, la cual se proyecta realizar por medio de sedimentación convencional (flujo horizontal), para lo cual se utiliza los criterios o parámetros de diseño establecidos para la remoción de sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico (aplicación de sulfato de aluminio).

El sistema de filtración propuesto para este proyecto es filtración rápida por gravedad, del tipo flujo descendente, con medio dual (arena y antracita) y lavado ascensional, con este sistema se pretende remover el hierro contenido en el agua para poder ser consumida por los habitantes de los barrios en estudio.

DESINFECCIÓN

El tratamiento que se propone es desinfección con hipoclorito de calcio. El cloro se presenta puro en forma líquida, o compuesta como hipoclorito de calcio el cual se obtiene en forma de polvo blanco y en pastillas, y el hipoclorito de sodio de configuración líquida.

El cloro ha sido el método preferido para la desinfección de agua potable porque tiene la ventaja de ser efectivo, barato, y disponible aún en lugares rurales. También tiene la ventaja de dejar un residuo que continúa protegiendo el agua de la contaminación bacteriana que queda en los tubos de distribución y actualmente es el único método de desinfección que logra la meta y que además es barato, eficaz, y disponible.

Debido a que el cloro es un oxidante tóxico si no se maneja adecuadamente, por lo cual debe ser manipulado con cuidado. La dosis de cloro debe ser monitoreada con frecuencia para asegurar que la dosis adecuada del cloro siempre se encuentre entre los rangos y normas establecidas.

Se recomienda que el tiempo de contacto entre el cloro y el agua sea de 30 minutos antes de que llegue al primer consumidor; en situaciones adversas se puede aceptar un mínimo de 10 minutos.

La concentración de cloro residual que debe permanecer en los puntos más alejados de la red de Distribución deberá ser 0.2-0.5 mg/l después del periodo de contacto antes señalado.

- **Calculo de la Dosificación de Cloro por día para el primer año del proyecto para el tanque de los barrios Gaspar García y Guadalupe.**

La desinfección se realizará utilizando hipoclorito de calcio con una concentración del 65% y una dosis de 2mg/l.

Primeramente, se determinó el peso del cloro por medio de:

$$\text{Peso del cloro} = \frac{Q \times \text{Dosis}}{1000}$$

Peso del cloro= (41,273.64lt/día x 2mg/l) / 1000

Peso del cloro= 82.55 gramos/día

El peso del hipoclorito de calcio viene dado por:

$$\text{Peso hipoclorito de calcio} = \frac{\text{Peso del cloro}}{\text{Concentracion comercial}}$$

Peso hipoclorito de calcio= (82.55 gramos/día) / (65/100)

Peso hipoclorito de calcio= 127.00 gramos/día ≈ 0.28 lb/día

El volumen de la solución requerida viene dado por:

$$\begin{aligned} &\text{Volumen de agua de la disolucion requerida} \\ &= \frac{\% \times \text{Peso hipoclorito de calcio}}{\text{Concentracion de la solucion}} \end{aligned}$$

Volumen de agua de la disolución requerida= (65*127) / (1*1000)

Volumen de agua de la disolución requerida= 8.25 litros/día

Para el primer año del proyecto se utilizará una dosificación de 0.28 libras de cloro por día para el tanque de los barrios Gaspar García y Guadalupe

A continuación, se muestra la proyección para el periodo de diseño del proyecto.

Ilustración 13 Cálculo para Desinfección de Agua

Dosificación de cloro para el tanque de los barrios Gaspar Garcia y Guadalupe							
#	Año	CMD	Peso del cloro		Peso del hipoclorito de calcio		Volumen de agua de disolución requerida
		litros/día	gramos/día	libras/día	gramos/día	libras/día	litros/día
0	2018	41,273.64	82.55	0.18	127.00	0.28	8.25
1	2019	42,212.12	84.42	0.19	129.88	0.29	8.44
2	2020	43,174.05	86.35	0.19	132.84	0.29	8.63
3	2021	44,160.04	88.32	0.19	135.88	0.30	8.83
4	2022	45,170.67	90.34	0.20	138.99	0.31	9.03
5	2023	46,206.57	92.41	0.20	142.17	0.31	9.24
6	2024	47,361.74	94.72	0.21	145.73	0.32	9.47
7	2025	48,545.78	97.09	0.21	149.37	0.33	9.71
8	2026	49,759.43	99.52	0.22	153.11	0.34	9.95
9	2027	51,003.41	102.01	0.22	156.93	0.35	10.20
10	2028	52,278.50	104.56	0.23	160.86	0.35	10.46
11	2029	53,585.46	107.17	0.24	164.88	0.36	10.72
12	2030	54,925.09	109.85	0.24	169.00	0.37	10.99
13	2031	56,298.22	112.60	0.25	173.23	0.38	11.26
14	2032	57,705.68	115.41	0.25	177.56	0.39	11.54
15	2033	59,148.32	118.30	0.26	181.99	0.40	11.83
16	2034	60,627.03	121.25	0.27	186.54	0.41	12.13
17	2035	62,142.70	124.29	0.27	191.21	0.42	12.43
18	2036	63,696.27	127.39	0.28	195.99	0.43	12.74
19	2037	65,288.68	130.58	0.29	200.89	0.44	13.06
20	2038	66,920.89	133.84	0.30	205.91	0.45	13.38

- **Cálculo de la Dosificación de Cloro por día para el primer año del proyecto para el tanque del barrio San Agustín.**

La desinfección se realizará utilizando hipoclorito de calcio con una concentración del 65% y una dosis de 2mg/l.

Primeramente, se determinó el peso del cloro por medio de:

$$\text{Peso del cloro} = \frac{Q \times \text{Dosis}}{1000}$$

Peso del cloro= (36,469.80lt/día x 2mg/l) / 1000

Peso del cloro= 72.94 gramos/día

El peso del hipoclorito de calcio viene dado por:

$$\text{Peso hipoclorito de calcio} = \frac{\text{Peso del cloro}}{\text{Concentracion comercial}}$$

Peso hipoclorito de calcio= (72.94 gramos/día) / (65/100)

Peso hipoclorito de calcio= 112.21 gramos/día ≈ 0.25 lb/día

El volumen de la solución requerida viene dado por:

$$\text{Volumen de agua de la disolucion requerida} = \frac{\% \times \text{Peso hipoclorito de calcio}}{\text{Concentracion de la solucion}}$$

Volumen de agua de la disolución requerida= (65*112.21) / (1*1000)

Volumen de agua de la disolución requerida= 7.29 litros/día

Para el primer año del proyecto se utilizará una dosificación de 0.25 libras de cloro por día para el tanque del barrio San Agustín.

Ilustración 14 Cálculo para desinfección de agua

Dosificación de cloro para el tanque del barrio San Agustín							
#	Año	CMD	Peso del cloro		Peso del hipoclorito de calcio		Volumen de agua de disolución requerida
		litros/día	gramos/día	libras/día	gramos/día	libras/día	litros/día
0	2018	36,469.80	72.94	0.16	112.21	0.25	7.29
1	2019	37,300.28	74.60	0.16	114.77	0.25	7.46
2	2020	38,151.51	76.30	0.17	117.39	0.26	7.63
3	2021	39,024.03	78.05	0.17	120.07	0.26	7.80
4	2022	39,918.36	79.84	0.18	122.83	0.27	7.98
5	2023	40,835.05	81.67	0.18	125.65	0.28	8.17
6	2024	41,855.93	83.71	0.18	128.79	0.28	8.37
7	2025	42,902.32	85.80	0.19	132.01	0.29	8.58
8	2026	43,974.88	87.95	0.19	135.31	0.30	8.79
9	2027	45,074.25	90.15	0.20	138.69	0.31	9.01
10	2028	46,201.11	92.40	0.20	142.16	0.31	9.24
11	2029	47,356.14	94.71	0.21	145.71	0.32	9.47
12	2030	48,540.04	97.08	0.21	149.35	0.33	9.71
13	2031	49,753.54	99.51	0.22	153.09	0.34	9.95
14	2032	50,997.38	101.99	0.22	156.92	0.35	10.20
15	2033	52,272.32	104.54	0.23	160.84	0.35	10.45
16	2034	53,579.12	107.16	0.24	164.86	0.36	10.72
17	2035	54,918.60	109.84	0.24	168.98	0.37	10.98
18	2036	56,291.57	112.58	0.25	173.20	0.38	11.26
19	2037	57,698.86	115.40	0.25	177.53	0.39	11.54
20	2038	59,141.33	118.28	0.26	181.97	0.40	11.83

5.11. Análisis, cálculo hidráulico y simulación del sistema en EPANET.

5.11.1. Análisis hidráulico de línea de conducción

Inicialmente establecemos algunos parámetros por defecto que le indicaran al programa bajo que unidades y criterios deseamos realizar el cálculo. En nuestro caso seleccionamos LPS como unidad de medida para el Caudal, Hazen Williams como ecuación para el cálculo de pérdidas; es importante señalar que se debe mantener consistencia entre la ecuación seleccionada y los Factores de Rugosidad que introducimos en las Propiedades de las tuberías, para evitar que el programa nos dé como resultado, pérdidas exageradas.

Ilustración 15 Opciones de cálculo hidráulico EPANET



Algunos elementos tales como los diámetros, el material de la tubería, se proponen en base a lo recomendado en los criterios básicos de las normas de diseño. Otra información como elevaciones, longitudes de tramos de tuberías se obtienen del plano topográfico.

Para realizar la simulación hidráulica del sistema propuesto, se estimaron las demandas por nodos, las cuales se estimaron dividiendo el caudal total de demanda CMH entre el número total de viviendas para obtener un factor de caudal por

vivienda, y luego se multiplica ese factor por las viviendas que servirá cada nodo para obtener la demanda del nodo.

El programa también requiere de otros datos específicos y elementos importantes del sistema como fuentes (embalses) y tanques de almacenamiento.

A continuación, se detallan los datos utilizados en el embalse y tanque propuestos.

Donde:

1. Cota de solera (m): Cota en metros del fondo del depósito, respecto a un nivel de referencia común, en este caso
2. Nivel inicial (m): Nivel de agua en el depósito respecto al fondo del tanque, al comienzo de la simulación, en este caso será de 1.0m
3. Nivel Mínimo (m): Nivel mínimo del agua respecto al fondo del tanque a mantener en el depósito, durante la simulación no se permitirá que el agua descienda por debajo de dicho nivel, será de 0.50 m.
4. Nivel Máximo (m): Nivel de rebose del tanque.
5. Diámetro (m): Diámetro del depósito, en metros para depósitos cuadrados o rectangulares, se calcula un diámetro equivalente con la siguiente formula $1,128 \sqrt{A}$ del tanque.

Como resultado de las proyecciones de población y aplicación de las dotaciones de agua potable, se obtienen las demandas de agua de la población a lo largo del periodo de diseño, luego con la distribución espacial de las viviendas y la ubicación de los nodos de análisis, se obtiene la demanda por nodo, generando de esta manera uno de los datos necesarios para el diseño de la red de distribución.

- **Resultados nudos de línea de conducción**

La línea de conducción fue concebida para un periodo de diseño de 20 años, tomando como inicio la población actual de la comunidad.

El caudal máximo día es de **1.149 lps**. Los resultados de la simulación son satisfactorios.

Tabla 7 Descripción de tipo de tubería en línea de conducción

Tipo de Tubería	Diámetro	Longitud (m)
PVC SDR-26	Ø 6"	435.952
PVC SDR-26	Ø 4"	1657.447
PVC SDR-26	Ø 3"	1534.426
PVC SDR-26	Ø 2"	1802.552
PVC SDR-17	Ø 4"	100.43
PVC SDR-17	Ø 2"	1216.066
Ho Go	Ø 6"	54.61
Ho Go	Ø 4"	75.12
Ho Go	Ø 3"	75.36
Ho Go	Ø 2"	203.95
Total longitud de Tubería		7156m

Debido a la topografía de la zona donde se traza la línea de conducción es fuerte con pendientes bien pronunciadas, lo que provoca presiones demasiadas altas por lo que es necesario colocar válvulas reguladoras de presión para reducir la presión y llevarlas a las normas (menores de 70m), En los puntos donde las presiones sobrepasen los 70m se propone instalar tubería SDR-17, la cual tiene una presión de trabajo de 175 m.c.a por lo que esta tubería trabaja muy bien a la presión de trabajo que será sometida.

Ver esquemas de simulación en la siguiente hoja.

Ilustración 16 LÍNEA DE CONDUCCIÓN MAG DIPILTO

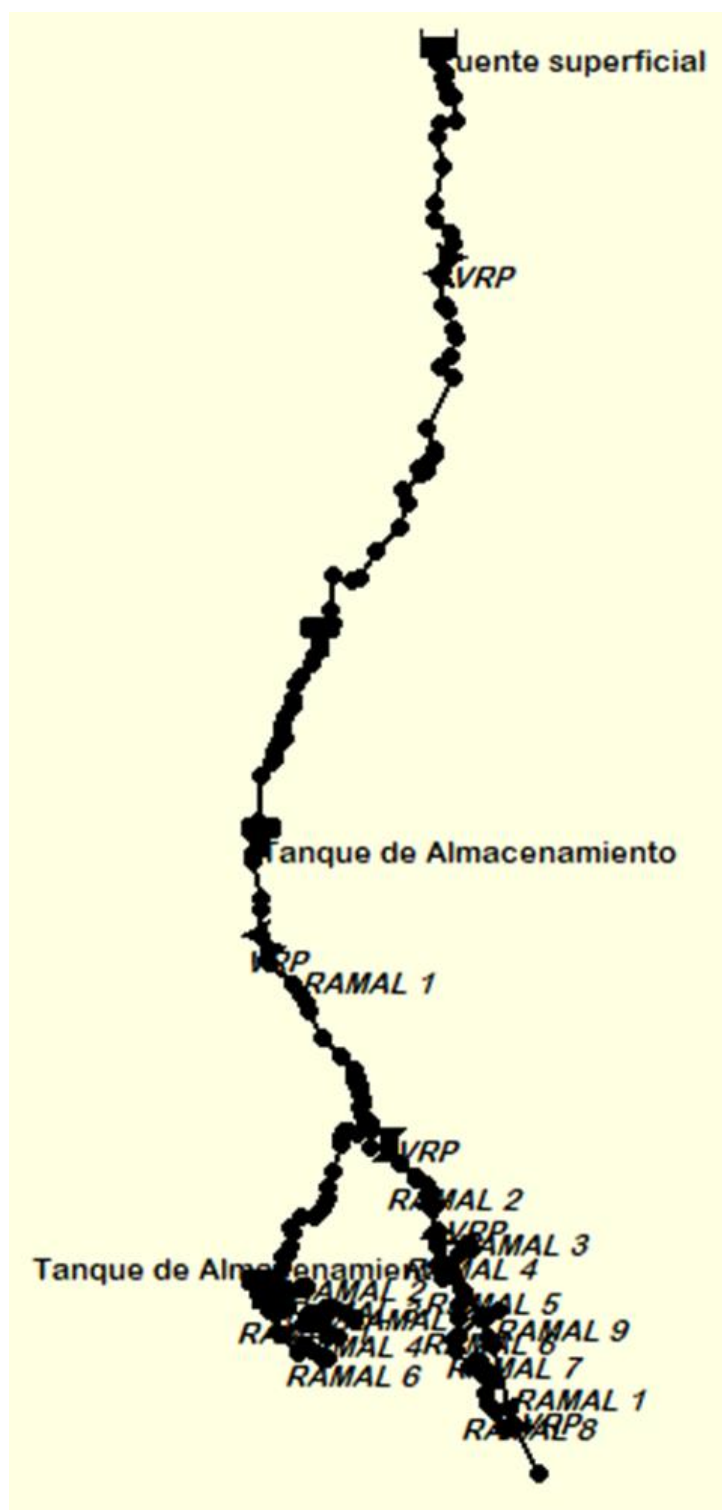


Ilustración 17 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DE LA CAPTACION AL NODO 287

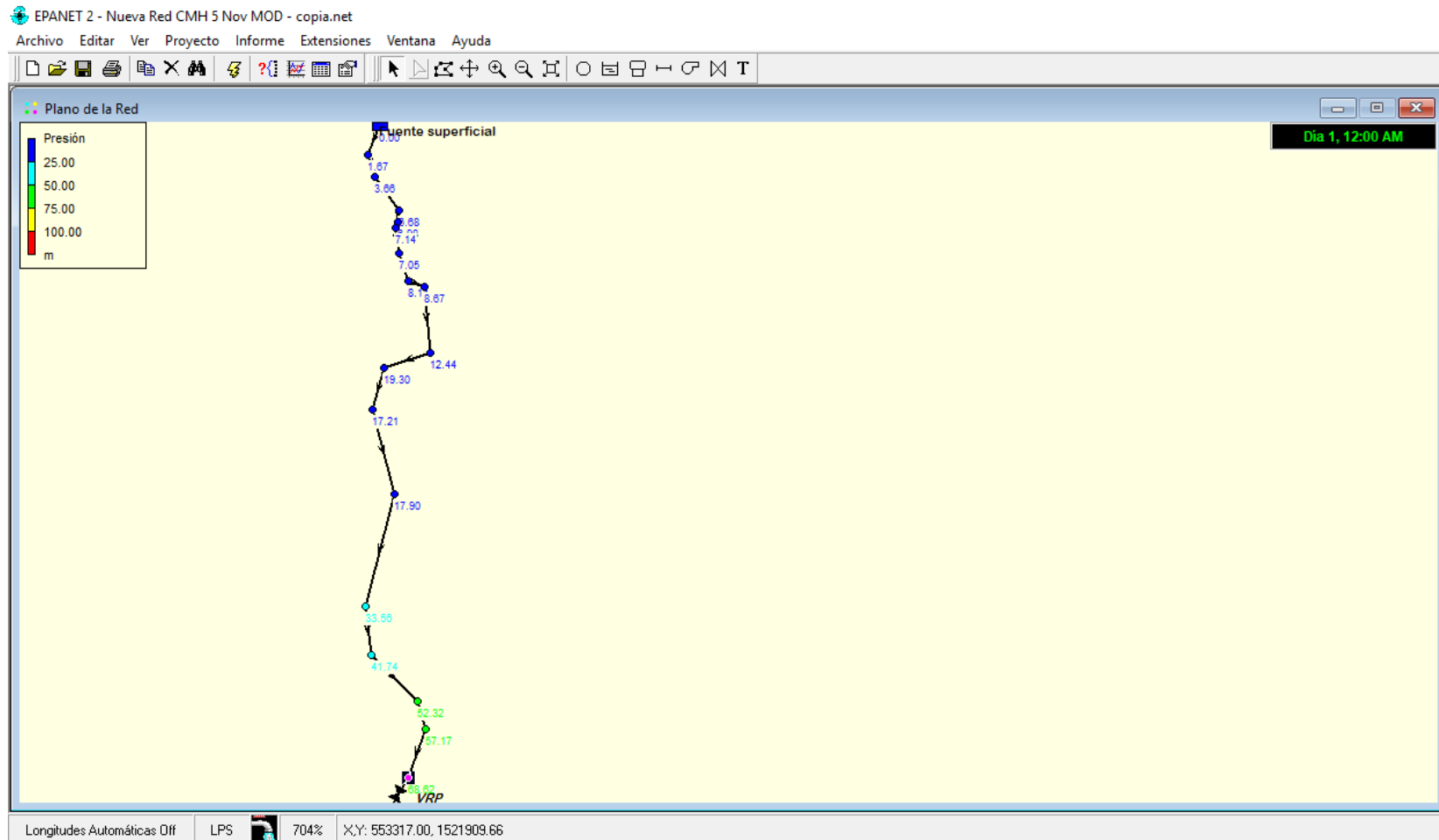


Ilustración 18 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 287 AL NODO 1244

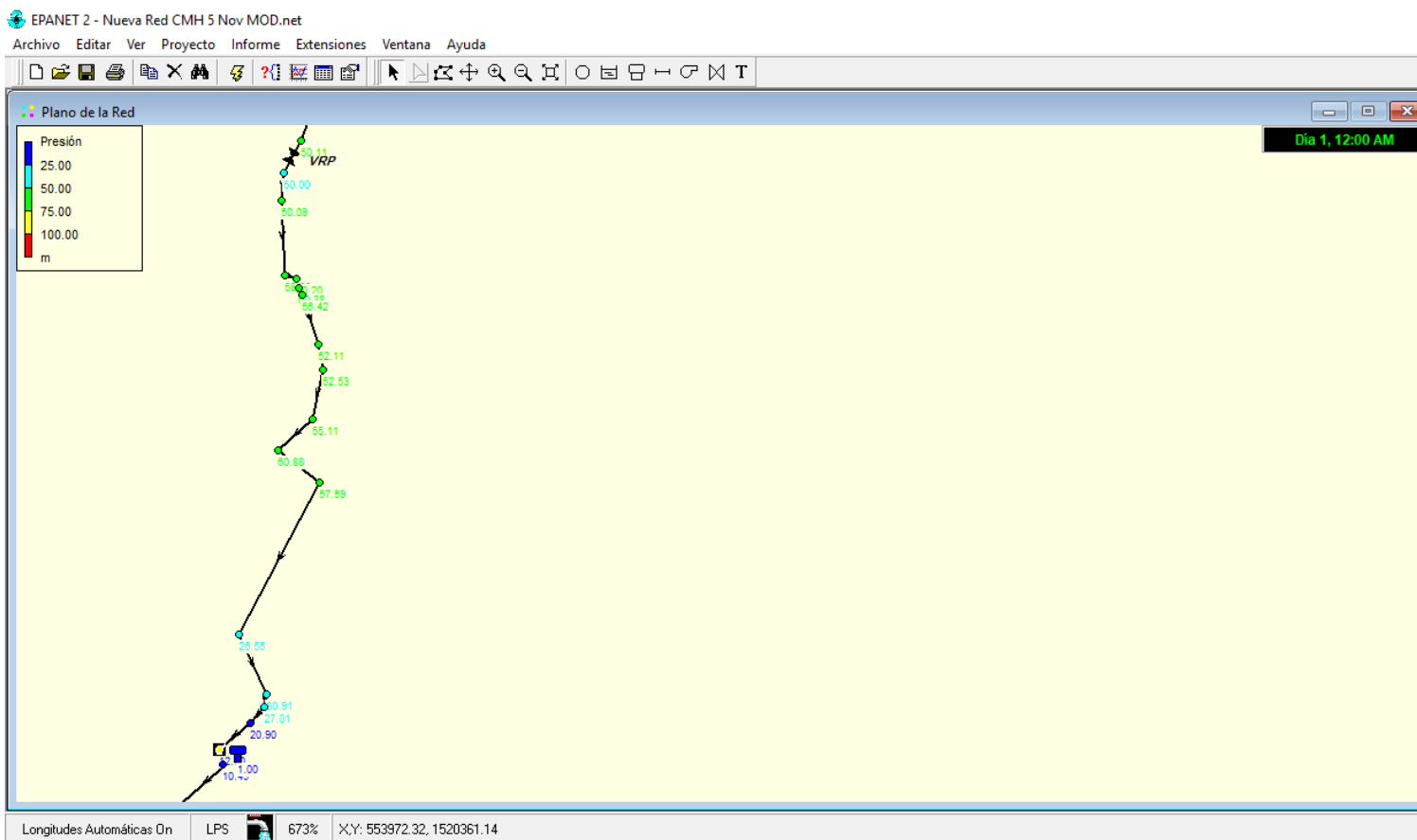


Ilustración 19 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 1244 AL NODO 1650

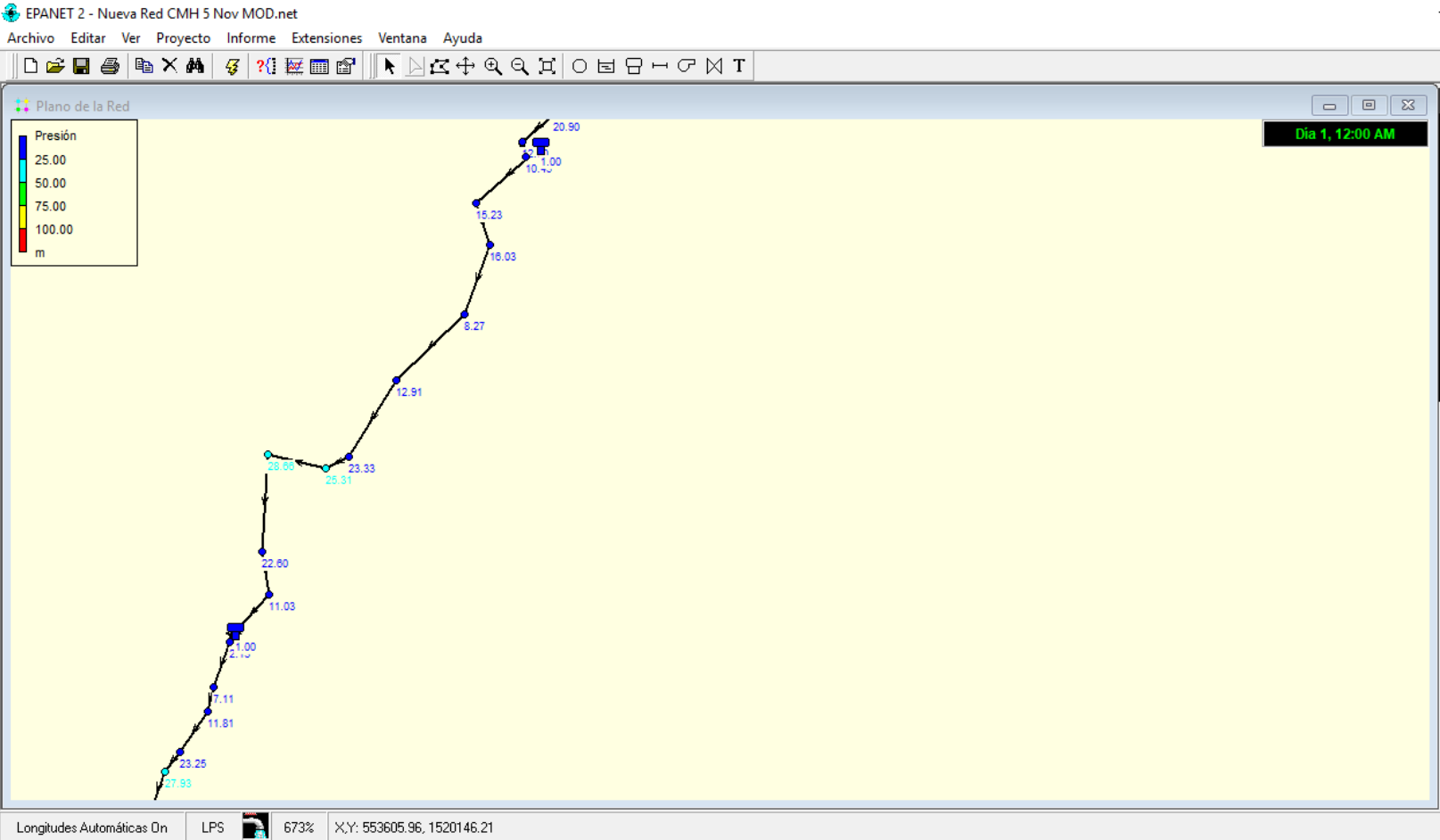


Ilustración 20 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 1650 AL NODO 2094

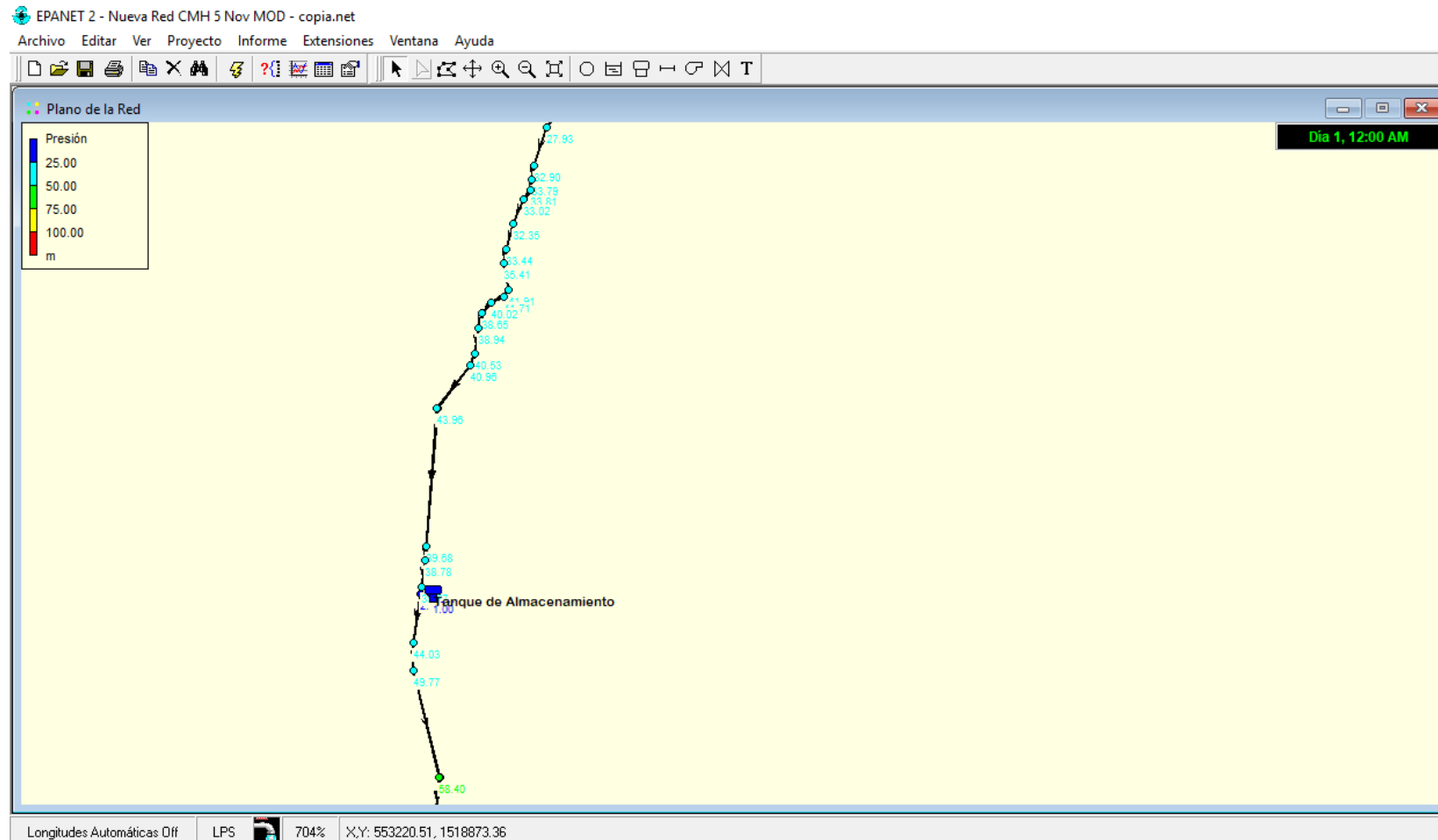


Ilustración 21 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 2094 AL NODO 24180

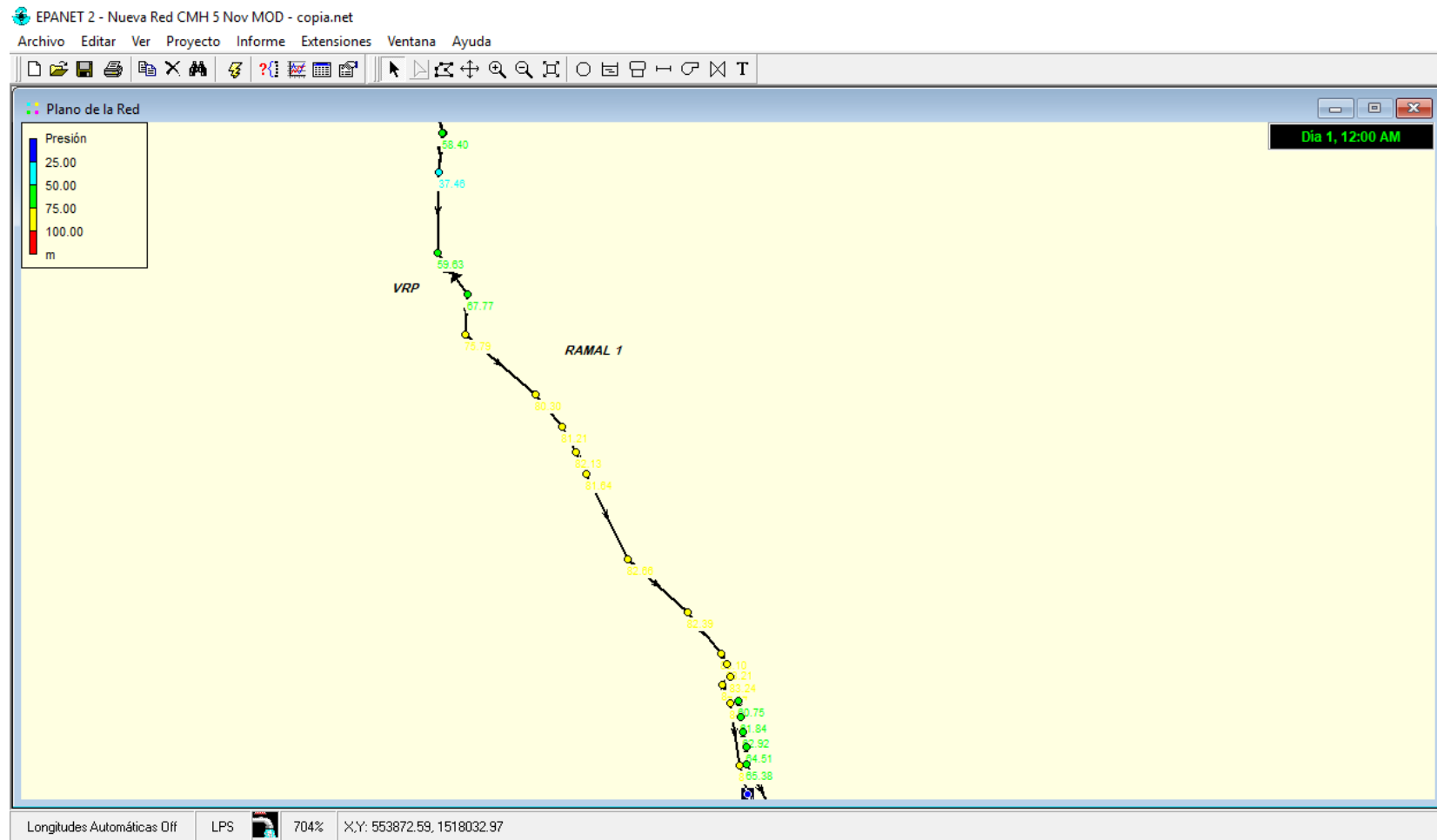


Ilustración 22 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 24180 AL NODO 2736

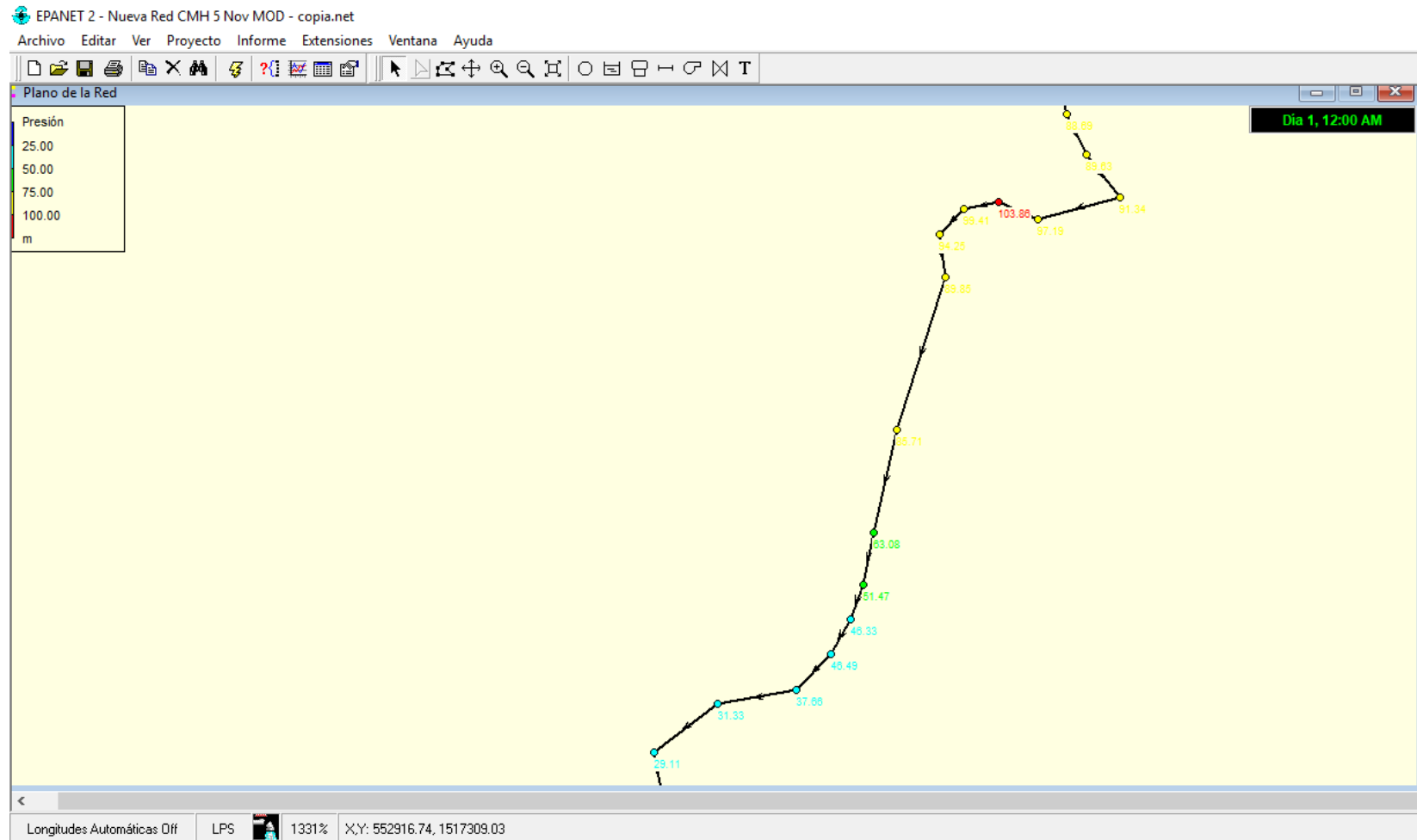


Ilustración 23 LINEA DE CONDUCCION MAG DIPILTO- DEL NODO 2736 AL T. DE SAN AGUSTIN

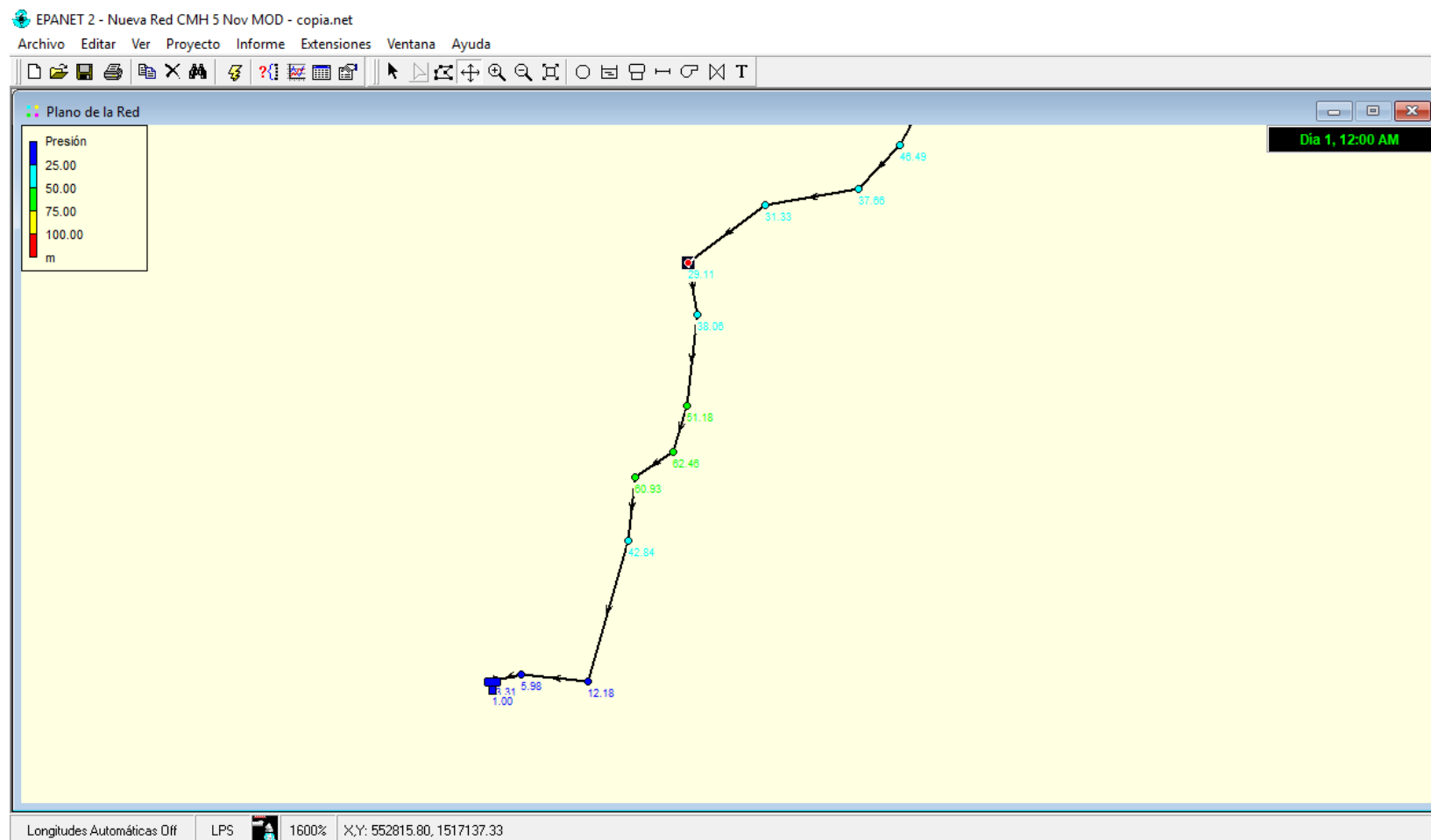


Ilustración 24 Resultados obtenidos en nudos (conexiones)

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 202	1278.392	1279.89	1.49
Conexión 205	1276.231	1279.58	3.34
Conexión 217	1272.9	1279.04	6.13
Conexión 228	1272.161	1278.39	6.21
Conexión 2015	1270.857	1278.00	7.13
Conexión 232	1270.198	1277.77	7.56
Conexión 238	1265.928	1276.91	10.96
Conexión 248	1258.689	1276.25	17.53
Conexión 253	1260.471	1275.70	15.20
Conexión 259	1255.119	1267.41	12.27
Conexión 268	1233.28	1256.46	23.13
Conexión 273	1222.458	1251.79	29.28
Conexión 279	1208.395	1245.62	37.16
Conexión 282	1202.006	1242.90	40.81
Conexión 287	1187.764	1237.97	50.11
Conexión 290	1175.754	1225.85	50.00
Conexión 292	1172.844	1223.03	50.09
Conexión 298	1156.557	1215.60	58.93
Conexión 299	1154.037	1214.36	60.20
Conexión 307	1154.426	1206.64	52.11
Conexión 308	1151.425	1204.06	52.53
Conexión 313	1143.829	1199.05	55.11
Conexión 317	1133.465	1194.46	60.88
Conexión 1085	1125.55	1183.26	57.59

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 1085	1125.55	1183.26	57.59
Conexión 1180	1139.526	1166.13	26.55
Conexión 1211	1128.517	1159.49	30.91
Conexión 1226	1133.764	1154.71	20.90
Conexión 1244	1137.918	1150.64	12.70
Conexión 1251	1138.657	1149.12	10.45
Conexión 326	1128.515	1143.78	15.23
Conexión 328	1125.921	1141.99	16.03
Conexión 332	1121.442	1129.73	8.27
Conexión 1407	1101.125	1114.06	12.91
Conexión 1448	1075.829	1099.21	23.33
Conexión 1452	1069.676	1095.03	25.31
Conexión 1499	1056.366	1085.08	28.66
Conexión 1530	1046.315	1068.96	22.60
Conexión 1566	1050.778	1061.83	11.03
Conexión 1588	1051.073	1052.52	1.44
Conexión 1606	1045.144	1048.76	3.61
Conexión 1598	1039.958	1046.85	6.88
Conexión 1638	1027.546	1043.08	15.51
Conexión 1650	1022.362	1041.10	18.70
Conexión 1667	1016.648	1038.17	21.47
Conexión 1674	1015.502	1037.14	21.59
Conexión 1789	1015.29	1036.37	21.04

Ilustración 25 Resultados obtenidos en nudos (conexiones)

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 1789	1015.29	1036.37	21.04
Conexión 1800	1015.852	1035.46	19.56
Conexión 1802	1016.03	1033.49	17.43
Conexión 1822	1014.443	1031.52	17.04
Conexión 1826	1012.218	1030.52	18.26
Conexión 1846	1005.203	1028.51	23.26
Conexión 1843	1005.249	1027.89	22.60
Conexión 1864	1006.41	1025.77	19.32
Conexión 1879	1007.219	1023.53	16.28
Conexión 1884	1006.667	1022.47	15.77
Conexión 1896	1004.585	1020.53	15.91
Conexión 1906	1003.924	1019.60	15.65
Conexión 337	999.905	1015.57	15.64
Conexión 1978	1001.642	1005.37	3.72
Conexión 339	1000.897	1004.30	3.39
Conexión 2000	999.31	1002.30	2.98
Conexión 30000	1000.2	1001.31	1.10
Conexión 8002	998.8	1001.20	2.39
Conexión 2028	993.823	1001.18	7.34
Conexión 2058	987.851	1001.17	13.30
Conexión 2094	977.148	1001.14	23.95
Conexión 2111	977.397	1001.13	23.69
Conexión 2128	973.694	1001.11	27.36
Conexión 2145	965.538	1001.10	35.49

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 2145	965.538	1001.05	35.45
Conexión 2161	956.754	1001.04	44.20
Conexión 2211	950.54	1000.96	50.32
Conexión 2244	948.874	1000.94	51.97
Conexión 2218	947.431	1000.93	53.40
Conexión 2253	947.466	1000.92	53.35
Conexión 2314	944.718	1000.89	56.06
Conexión 2352	943.553	1000.86	57.19
Conexión 2359	941.892	1000.84	58.83
Conexión 2371	941.579	1000.83	59.14
Conexión 50350	940.2	1024.50	84.13
Conexión 23850	938.991	1024.14	84.98
Conexión 24120	935.656	1023.06	87.23
Conexión 24180	933.675	1022.53	88.67
Conexión 24360	932.315	1022.11	89.62
Conexión 24540	930.116	1021.62	91.32
Conexión 50005	926	1021.62	95.43
Conexión 2388	939.991	1000.73	60.62
Conexión 2394	938.869	1000.69	61.69
Conexión 2401	937.759	1000.64	62.76
Conexión 2408	936.134	1000.60	64.34
Conexión 2414	935.232	1000.55	65.19
Conexión 50009	929	1000.38	71.24
Conexión 2964	926.106	1000.18	73.93

Ilustración 26 Resultados obtenidos en nudos (conexiones)

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 2964	926.106	1000.47	74.22
Conexión 2974	924.88	974.98	50.00
Conexión 2978	924.727	974.97	50.14
Conexión 3031	922.229	974.85	52.51
Conexión 3057	920.222	974.73	54.40
Conexión 50014	919	974.73	55.62
Conexión 50016	916	974.73	58.62
Conexión 50017	914	974.73	60.61
Conexión 3096	918.919	974.66	55.63
Conexión 3110	917.746	974.61	56.75
Conexión 3128	916.737	974.56	57.70
Conexión 3358	912.765	962.87	50.00
Conexión 3376	912.317	962.84	50.42
Conexión 50018	918	962.84	44.75
Conexión 50019	912	962.84	50.73
Conexión 50020	904	962.84	58.72
Conexión 3411	907.734	962.78	54.93
Conexión 3403	908.009	962.78	54.66
Conexión 50021	912	962.78	50.67
Conexión 3907	906.394	962.76	56.25
Conexión 3958	892.797	962.74	69.80
Conexión 50022	875	925.10	50.00
Conexión 50024	861	925.10	63.97
Conexión 50025	869	925.09	55.98

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 50025	869	925.09	55.98
Conexión 50026	869	925.09	55.98
Conexión 50027	883	925.09	42.00
Conexión 4007	873.722	925.10	51.28
Conexión 50028	909	962.83	53.72
Conexión 50029	907	962.78	55.67
Conexión 50030	908	962.76	54.65
Conexión 50032	907	962.73	55.62
Conexión 5006	907.6	962.73	55.02
Conexión 5022	903.8	962.69	58.77
Conexión 5024	896.74	962.68	65.81
Conexión 5025	894.8	962.68	67.74
Conexión 5027	892.8	962.68	69.74
Conexión 5031	894.59	962.68	67.95
Conexión 5032	897.4	962.67	65.14
Conexión 5033	898.2	962.67	64.35
Conexión 5002	904	962.83	58.71
Conexión 5003	900.6	962.83	62.11
Conexión 5004	898	962.83	64.70
Conexión 5005	896.2	962.83	66.50
Conexión 5007	907	962.72	55.61
Conexión 5009	903.8	962.72	58.81
Conexión 5010	901.2	962.72	61.40
Conexión 5011	899.4	962.72	63.19

Ilustración 27 Resultados obtenidos en nudos (conexiones)

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 5011	899.4	962.72	63.19
Conexión 5012	896.4	962.72	66.19
Conexión 5013	894.8	962.72	67.79
Conexión 5014	906.6	962.69	55.98
Conexión 5018	896.6	962.69	65.96
Conexión 5019	896.4	962.69	66.16
Conexión 5020	890.8	962.69	71.75
Conexión 5021	890	962.69	72.55
Conexión 11588	1051.073	1053.21	2.13
Conexión 11606	1045.144	1052.27	7.11
Conexión 11598	1039.958	1051.79	11.81
Conexión 11638	1027.546	1050.85	23.26
Conexión 11650	1022.362	1050.35	27.93
Conexión 11667	1016.648	1049.62	32.90
Conexión 11674	1015.502	1049.36	33.79
Conexión 11789	1015.29	1049.17	33.81
Conexión 11800	1015.852	1048.94	33.02
Conexión 11802	1016.03	1048.45	32.35
Conexión 11822	1014.443	1047.95	33.44
Conexión 11826	1012.218	1047.70	35.41
Conexión 11846	1005.203	1047.20	41.91
Conexión 11843	1005.249	1047.04	41.71
Conexión 11864	1006.41	1046.51	40.02
Conexión 11879	1007.219	1045.95	38.65

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 11789	1015.29	1049.17	33.81
Conexión 11800	1015.852	1048.94	33.02
Conexión 11802	1016.03	1048.45	32.35
Conexión 11822	1014.443	1047.95	33.44
Conexión 11826	1012.218	1047.70	35.41
Conexión 11846	1005.203	1047.20	41.91
Conexión 11843	1005.249	1047.04	41.71
Conexión 11864	1006.41	1046.51	40.02
Conexión 11879	1007.219	1045.95	38.65
Conexión 11884	1006.667	1045.68	38.94
Conexión 11896	1004.585	1045.20	40.53
Conexión 11906	1003.924	1044.97	40.96
Conexión 1337	999.905	1043.96	43.96
Conexión 11978	1001.646	1041.40	39.68
Conexión 1339	1000.897	1039.75	38.78
Conexión 12000	999.31	1039.26	39.87
Conexión 2040	994.109	1038.22	44.03
Conexión 12058	987.851	1037.72	49.77
Conexión 12094	977.148	1035.67	58.40
Conexión 12111	997.397	1034.94	37.46
Conexión 12128	973.694	1033.44	59.63
Conexión 12145	965.538	1033.44	67.77
Conexión 12161	956.754	1032.69	75.79
Conexión 12211	950.54	1031.00	80.30

Ilustración 28 Resultados obtenidos en nudos (conexiones)

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 12111	997.397	1034.94	37.46
Conexión 12128	973.694	1033.44	59.63
Conexión 12145	965.538	1033.44	67.77
Conexión 12161	956.754	1032.69	75.79
Conexión 12211	950.54	1031.00	80.30
Conexión 12244	948.874	1030.25	81.21
Conexión 12218	947.431	1029.73	82.13
Conexión 12253	947.466	1029.27	81.64
Conexión 12314	944.718	1027.55	82.66
Conexión 12352	943.553	1026.11	82.39
Conexión 12359	941.892	1025.16	83.10
Conexión 12371	941.579	1024.95	83.21
Conexión 2375	941.312	1024.72	83.24
Conexión 2461	923.487	1020.88	97.19
Conexión 2476	916.425	1020.49	103.86
Conexión 2496	920.229	1019.84	99.41
Conexión 2490	925.068	1019.51	94.25
Conexión 2521	929.098	1019.13	89.85
Conexión 2562	931.813	1017.70	85.71
Conexión 2604	953.544	1016.75	63.08
Conexión 2636	964.706	1016.28	51.47
Conexión 2654	969.514	1015.94	46.33
Conexión 2696	969.001	1015.59	46.49
Conexión 2700	977.403	1015.14	37.66

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 2700	977.403	1015.14	37.66
Conexión 2719	983.029	1014.42	31.33
Conexión 2736	984.543	1013.71	29.11
Conexión 2750	975.174	1013.31	38.06
Conexión 2768	961.345	1012.63	51.18
Conexión 2778	949.689	1012.27	62.46
Conexión 2794	950.883	1011.93	60.93
Conexión 2771	968.531	1011.46	42.84
Conexión 2829	998.166	1010.37	12.18
Conexión 2835	1003.876	1009.87	5.98
Conexión 5036	1006.36	1009.67	3.31
Conexión 6006	996	1009.43	13.40
Conexión 6007	996	1009.42	13.40
Conexión 6008	998	1009.32	11.30
Conexión 6010	998	1009.31	11.29
Conexión 6011	1000	1009.30	9.28
Conexión 6018	980	1009.27	29.21
Conexión 6017	977	1009.26	32.20
Conexión 6020	975	1009.26	34.19
Conexión 6021	973	1009.26	36.19
Conexión 6022	970	1009.26	39.18
Conexión 6023	969	1009.26	40.18
Conexión 6024	962	1009.26	47.16
Conexión 6025	963	1009.26	46.16

Ilustración 29 Resultados obtenidos en nudos (conexiones)

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Conexión 6025	963	1009.26	46.16
Conexión 6026	962	1009.26	47.16
Conexión 6027	960	1009.26	49.16
Conexión 6028	959	1009.26	50.16
Conexión 6029	954	1009.26	55.14
Conexión 6032	950	1009.26	59.14
Conexión 6033	949	1009.26	60.13
Conexión 7001	988	1009.42	21.38
Conexión 7002	990	1009.42	19.38
Conexión 7003	986	1009.42	23.38
Conexión 7004	980	1009.42	29.36
Conexión 7005	974	1009.26	35.19
Conexión 7007	969	1009.26	40.18
Conexión 7008	965	1009.26	44.17
Conexión 7009	964	1009.26	45.17
Conexión 7010	959	1009.26	50.16
Conexión 7013	948	1009.26	61.14
Conexión 7015	967	1009.30	42.21
Conexión 7014	958	1009.30	51.20
Conexión 7016	957	1009.30	52.19
Conexión 7017	956	1009.29	53.19
Conexión 7018	958	1009.29	51.19
Conexión 7019	958	1009.29	51.19
Conexión 7020	957	1009.29	52.19

Conexión 7020	957	1009.16	52.06
Conexión 7021	956	1009.16	53.05
Conexión 7023	955	1009.16	54.05
Conexión 4	1000	1001.20	1.20
Conexión 1216	1129.846	1156.91	27.01
Conexión 222	1272.516	1278.89	6.36
Conexión 225	1272.259	1278.73	6.46
Conexión 301	1152.86	1213.37	60.38
Conexión 302	1155.354	1211.89	56.42
Embalse 1	1280.3	1280.30	0.00
Depósito 2	1000.2	1001.20	1.00
Depósito 3	1008.62	1009.62	1.00
Depósito 6	1052.442	1053.44	1.00
Depósito 5	1146.285	1147.29	1.00

Ilustración 30 Resultados en las tuberías

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 16	39.46	150	17.12	0.97
Tubería 78	17.68	100	17.12	2.18
Tubería 85	36.64	100	17.12	2.18
Tubería 141	35.56	75	17.12	3.87
Tubería 155	68.13	75	9.60	2.17
Tubería 156	34.73	75	9.60	2.17
Tubería 160	36.01	75	9.60	2.17
Tubería 161	53.31	75	9.60	2.17
Tubería 162	18.62	75	9.60	2.17
Tubería 163	13.9	75	9.60	2.17
Tubería 164	16.68	75	9.60	2.17
Tubería 165	35.66	75	9.60	2.17
Tubería 166	35.78	75	9.60	2.17
Tubería 167	18.17	75	9.60	2.17
Tubería 168	36.56	75	9.60	2.17
Tubería 169	11.15	75	9.60	2.17
Tubería 170	18.15	75	9.60	2.17
Tubería 171	19.21	75	9.60	2.17
Tubería 172	19.36	75	9.60	2.17
Tubería 173	35.19	75	9.60	2.17
Tubería 174	16.74	75	9.60	2.17
Tubería 183	19.48	75	9.60	2.17
Tubería 184	36.27	75	9.60	2.17
Tubería 213	38.44	75	0.47	0.11

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 214	34.08	75	0.47	0.11
Tubería 230	71.86	75	0.46	0.10
Tubería 234	6.03	75	0.46	0.10
Tubería 235	52.23	50	0.46	0.24
Tubería 239	41.35	50	1.51	0.77
Tubería 242	68.75	50	0.00	0.00
Tubería 245	21.55	50	0.46	0.24
Tubería 246	21.02	50	0.46	0.24
Tubería 247	21.41	50	0.46	0.24
Tubería 265	7.81	50	0.46	0.23
Tubería 274	12.66	50	0.01	0.00
Tubería 277	31.75	50	0.00	0.00
Tubería 279	36.98	50	0.45	0.23
Tubería 287	125.76	50	0.02	0.01
Tubería 288	24.84	50	0.02	0.01
Tubería 289	70.58	50	0.01	0.00
Tubería 295	23.67	50	0.15	0.07
Tubería 296	63.31	50	0.00	0.00
Tubería 304	77.65	50	0.10	0.05
Tubería 305	41.67	50	0.10	0.05
Tubería 306	43.34	50	0.04	0.02
Tubería 312	105.31	50	0.27	0.14
Tubería 313	28.46	50	0.27	0.14
Tubería 316	9.11	50	0.26	0.13

Ilustración 31 Resultados en las tuberías

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 316	9.11	50	0.26	0.13	Tubería 362	35.66	50	1.57	0.80
Tubería 320	87.92	50	0.11	0.05	Tubería 364	18.17	50	1.57	0.80
Tubería 323	16.1	50	0.08	0.04	Tubería 365	36.56	50	1.57	0.80
Tubería 330	25.45	50	0.03	0.02	Tubería 366	11.15	50	1.57	0.80
Tubería 331	48.8	50	0.00	0.00	Tubería 367	18.15	50	1.57	0.80
Tubería 332	80.22	50	0.01	0.00	Tubería 368	19.21	50	1.57	0.80
Tubería 333	27.7	50	0.00	0.00	Tubería 369	19.36	50	1.57	0.80
Tubería 334	22.72	50	0.00	0.00	Tubería 370	35.19	50	1.57	0.80
Tubería 335	9.64	50	0.00	0.00	Tubería 371	16.75	50	1.57	0.80
Tubería 336	10.38	50	0.09	0.05	Tubería 380	119.38	50	1.57	0.80
Tubería 339	22.82	50	0.09	0.05	Tubería 381	36.13	50	1.57	0.80
Tubería 340	16.48	50	0.05	0.02	Tubería 407	38.46	50	1.55	0.79
Tubería 341	44.82	50	0.02	0.01	Tubería 408	34.22	50	1.55	0.79
Tubería 342	7.97	50	0.00	0.00	Tubería 418	16.01	50	1.52	0.77
Tubería 347	19.87	50	0.05	0.02	Tubería 419	17.97	50	1.52	0.77
Tubería 348	17.92	50	0.04	0.02	Tubería 432	24.61	50	1.49	0.76
Tubería 349	40.18	50	0.02	0.01	Tubería 435	30.18	50	1.49	0.76
Tubería 352	68.13	50	1.57	0.80	Tubería 445	26.79	50	1.49	0.76
Tubería 353	34.73	50	1.57	0.80	Tubería 446	28.24	50	1.49	0.76
Tubería 357	36.01	50	1.57	0.80	Tubería 460	28.22	50	1.49	0.76
Tubería 358	53.31	50	1.57	0.80	Tubería 492	5.39	42.5	0.30	0.21
Tubería 359	18.62	50	1.57	0.80	Tubería 493	94.87	42.5	0.26	0.18
Tubería 360	13.9	50	1.57	0.80	Tubería 496	18.44	42.5	0.16	0.11
Tubería 361	16.68	50	1.57	0.80	Tubería 502	28.02	42.5	0.12	0.09

Ilustración 32 Resultados en las tuberías

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 503	30.08	42.5	0.06	0.05	Tubería 535	3	42.5	0.06	0.04
Tubería 504	14.76	42.5	0.06	0.04	Tubería 536	18.03	42.5	0.05	0.03
Tubería 505	7.28	42.5	0.06	0.04	Tubería 537	4.12	42.5	0.04	0.03
Tubería 506	17.49	42.5	0.06	0.04	Tubería 538	7.62	42.5	0.00	0.00
Tubería 507	29.12	42.5	0.06	0.04	Tubería 32	56.84	150	17.12	0.97
Tubería 508	9.85	42.5	0.05	0.03	Tubería 363	22.45	50	0.46	0.24
Tubería 509	11.7	42.5	0.05	0.03	Tubería 542	35.85	50	1.57	0.80
Tubería 510	14.32	42.5	0.04	0.03	Tubería 50	68.35	75	9.60	2.17
Tubería 511	11.18	42.5	0.03	0.02	Tubería 60	26.11	100	17.12	2.18
Tubería 512	58.87	42.5	0.02	0.02	Tubería 80	155.53	100	17.12	2.18
Tubería 516	6.4	42.5	0.00	0.00	Tubería 1	243.26	100	17.12	2.18
Tubería 517	24.19	42.5	0.02	0.02	Tubería 5	73.23	75	9.60	2.17
Tubería 518	15.26	42.5	0.02	0.02	Tubería 6	185.34	50	1.57	0.80
Tubería 519	18.11	42.5	0.00	0.00	Tubería 10	74.81	50	1.57	0.80
Tubería 520	30.41	42.5	0.00	0.00	Tubería 13	52.98	50	1.57	0.80
Tubería 521	20.1	42.5	0.06	0.04	Tubería 14	53.1	75	0.47	0.11
Tubería 524	8	42.5	0.04	0.03	Tubería 15	108.34	50	1.57	0.80
Tubería 525	18.97	42.5	0.03	0.02	Tubería 19	69.74	75	0.47	0.11
Tubería 526	34.48	42.5	0.03	0.02	Tubería 21	54.4	75	0.47	0.11
Tubería 530	104.69	42.5	0.07	0.05	Tubería 22	125.86	50	1.55	0.79
Tubería 531	26.42	42.5	0.06	0.04	Tubería 24	55.98	75	0.47	0.11
Tubería 532	31.58	42.5	0.06	0.04	Tubería 27	127.69	50	1.55	0.79
Tubería 533	17.69	42.5	0.06	0.04	Tubería 28	127.74	75	0.47	0.11
Tubería 534	51.89	42.5	0.06	0.04	Tubería 30	107.71	50	1.54	0.78

Ilustración 33 Resultados en las tuberías

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 2	100.5	50	0.46	0.24	Tubería 97	57.02	50	1.49	0.76
Tubería 3	85.77	50	0.46	0.23	Tubería 98	31.31	50	1.49	0.76
Tubería 31	83.09	50	0.46	0.23	Tubería 99	54.39	50	1.49	0.76
Tubería 33	56.28	50	0.45	0.23	Tubería 100	27.2	50	1.49	0.76
Tubería 34	36.33	50	0.45	0.23	Tubería 101	37.85	50	1.49	0.76
Tubería 38	342.68	50	0.15	0.07	Tubería 102	86.78	50	1.49	0.76
Tubería 39	116.16	50	0.14	0.07	Tubería 108	10.77	42.5	0.26	0.18
Tubería 40	268.23	50	0.10	0.05	Tubería 109	90.43	42.5	0.13	0.09
Tubería 41	222.65	50	0.00	0.00	Tubería 110	34.06	42.5	0.00	0.00
Tubería 43	34.63	50	0.07	0.04	Tubería 111	29.61	42.5	0.04	0.03
Tubería 44	67.28	50	0.04	0.02	Tubería 112	40.46	42.5	0.00	0.00
Tubería 45	105.62	50	0.09	0.05	Tubería 89	42.23	150	17.12	0.97
Tubería 46	115.07	50	0.05	0.02	Tubería 113	18.06	75	9.60	2.17
Tubería 47	137.52	50	0.17	0.09	Tubería 114	15.72	50	1.49	0.76
Tubería 48	64.9	50	0.26	0.13	Tubería 116	31.23	150	17.12	0.97
Tubería 49	19.49	50	0.09	0.05	Tubería 117	55.52	150	17.12	0.97
Tubería 64	76.61	50	0.00	0.00	Tubería 119	23.31	150	17.12	0.97
Tubería 66	60.68	50	1.49	0.76	Tubería 120	88.94	150	17.12	0.97
Tubería 91	25.82	50	1.49	0.76	Tubería 121	66.83	150	17.12	0.97
Tubería 92	114.14	50	1.49	0.76	Tubería 123	117.72	100	17.12	2.18
Tubería 93	75.16	50	1.49	0.76	Tubería 124	66.25	100	17.12	2.18
Tubería 94	37.7	50	1.49	0.76	Tubería 127	38.72	100	17.12	2.18
Tubería 95	35.77	50	1.49	0.76	Tubería 130	40.08	100	17.12	2.18
Tubería 96	56.73	50	1.49	0.76	Tubería 131	105.53	100	17.12	2.18

Ilustración 34 Resultados en las tuberías

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 133	71.17	100	17.12	2.18
Tubería 134	65.15	100	17.12	2.18
Tubería 139	62.00	100	17.12	2.18
Tubería 140	104.33	75	17.12	3.87
Tubería 142	133.35	75	17.12	3.87
Tubería 143	126.38	75	17.12	3.87
Tubería 144	84.71	75	17.12	3.87
Tubería 145	137.18	75	17.12	3.87
Tubería 146	60.71	75	17.12	3.87
Tubería 147	1.91	75	9.60	2.17
Tubería 149	65.18	75	0.48	0.11
Tubería 150	148.53	75	0.47	0.11
Tubería 151	108.34	75	0.47	0.11
Tubería 152	125.58	75	0.47	0.11
Tubería 153	107.32	75	0.46	0.10
Tubería 154	20.44	50	0.45	0.23
Tubería 157	9.59	50	0.28	0.14
Tubería 158	42.40	50	0.10	0.05
Tubería 159	4.13	50	1.49	0.76
Tubería 9	75.10	100	17.12	2.18
Tubería 12	68.32	50	1.57	0.80
Tubería 17	185.20	75	9.60	2.17
Tubería 23	73.22	50	1.57	0.80
Tubería 29	30.60	50	1.49	0.76

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 36	39.54	50	1.49	0.76
Tubería 4	3.45	75	0.48	0.11
Tubería 7	13.47	75	0.48	0.11
Tubería 42	71.38	75	17.12	3.87
Tubería 51	16.83	75	9.60	2.17
Tubería 52	16.84	50	1.57	0.80
Tubería 54	87.61	100	17.12	2.18
Tubería 55	36.96	75	0.48	0.11
Tubería 8	36.79	50	1.57	0.80
Tubería 53	83.54	50	0.46	0.24
Tubería 136HG	17.31	100	17.12	2.18
Tubería 58	31.23	100	17.12	2.18
Tubería 59	15.42	150	17.12	0.97
Tubería 61	7.75	150	17.12	0.97
Tubería 62	34.92	150	17.12	0.97
Tubería 132	14.08	100	17.12	2.18
Tubería 63	9.88	100	17.12	2.18
Tubería 65	74.55	100	17.12	2.18
Tubería 67	121.16	100	17.12	2.18
Tubería 69	69.94	100	17.12	2.18
Tubería 70	94.32	100	17.12	2.18
Tubería 71	21.61	100	17.12	2.18
Tubería 68	57.74	100	17.12	2.18
Tubería 73	15.90	50	1.52	0.77

Ilustración 35 Resultados en las tuberías

Tubería 73	15.90	50	1.52	0.77
Tubería 76	55.70	50	1.55	0.79
Tubería 77	84.39	50	1.51	0.77
Tubería 79	148.61	50	1.57	0.80
Tubería 84	32.14	50	1.51	0.77
Tubería 88	27.46	50	1.52	0.77
Tubería 90	54.29	50	1.57	0.80
Tubería 115	71.73	50	1.53	0.78
Tubería 118	38.09	50	1.51	0.77
Válvula 57	No Disponible	50	0.45	0.23
Válvula 72	No Disponible	100	17.12	2.18
Válvula 81	No Disponible	50	0.45	0.23
Válvula 82	No Disponible	50	0.10	0.05
Válvula 103	No Disponible	50	1.57	0.80

5.11.2. Análisis hidráulico de red de distribución

- **Presiones de trabajo permitidas**

Para brindar presiones adecuadas en el funcionamiento del sistema de abastecimiento se recomienda que éstas se cumplan dentro de un rango permisible, en los valores siguientes:

- ✓ La presión mínima residual en la red principal será de 14.00 m.
- ✓ La carga estática máxima será de 50.00 m.
- ✓ Se permitirán en puntos aislados, presiones estáticas hasta de 70.00 m., cuando el área de servicio sea de topografía muy irregular.

- **Velocidades permitidas**

Se recomienda fijar valores de las velocidades del flujo en los conductos en un rango para evitar erosión interna o sedimentación en las tuberías. Los valores permisibles son los siguientes:

- ✓ Velocidad mínima = 0.4 m/s
- ✓ Velocidad máxima = 2.0 m/s

En análisis hidráulico de la red de distribución de los barrios del municipio de Dipilto partirá de los datos obtenidos en el análisis de la tabla 6.

Para iniciar el análisis hidráulico se deberán determinar los siguientes datos:

- ✓ Caudal unitario (cantidad de litros de agua por segundo que consumirá cada habitante)
- ✓ Caudal por casa (cantidad de agua requerida por casa)

- **Calculo de caudal unitario y distribución de caudales por la red.**

$$Q_{\text{Unitario}}(\text{lt/s}) = \frac{\text{CMH}(\text{lt/s})}{\# \text{ de Casas}}$$

$$Q_{\text{Unitario}} = \frac{1.915 \frac{\text{lt}}{\text{s}}}{118 \text{ nodos}}$$

$$Q_{\text{Unitario}} = 0.01622881 \text{ lt/s}$$

El cálculo mostrado representa el caudal que requiere cada casa.

Luego se determina un caudal por cada nodo con cierto número de casas y así se distribuye a lo largo de toda la red de distribución. A continuación, se muestra un ejemplo:

$$Q_{\text{por casa}} = Q_{\text{Unitario}} * N^{\circ} \text{ de casas en el nodo}$$

$$Q_{\text{por casa}} = 0.01622881 \frac{\text{lt}}{\text{s}} * 2 \text{ casas}$$

$$Q_{\text{por casa}} = 0.3245763$$

- **Resultados de la simulación hidráulica en la Red de Distribución**

La red de distribución fue concebida para un periodo de diseño de 20 años, tomando como inicio la población actual de la comunidad.

El caudal máximo hora calculado es de 2.298l/s. los resultados de la simulación son satisfactorios.

Esta condición de análisis simula a la red de distribución trabajando con los caudales máximos esperados en la red, que corresponden a la condición de consumo de máxima hora del año 20 o final del período de diseño, para conocer las presiones más bajas esperadas en la red.

En los análisis realizados se pueden observar que las presiones en la mayoría de los nodos están dentro del orden de la normativa. Sin embargo, debido a las diferencias altimétricas, las cuales superan los 100 metros y, por ende, las presiones permisibles en la red (70 mca donde la topografía así o exija), se propone la instalación de 3 válvulas reguladoras de presión (VRP), para cumplir con la normativa nacional.

Longitud, material y diámetro de la red de distribución: La red de distribución tiene una longitud total de 5,863.00 metros, los diámetros propuestos son entre 42.5 mm (1 1/2") y 75 mm (3"), material PVC SDR-26.

Para analizar las presiones en la red de distribución, se presentan dos simulaciones, la primera que representa la simulación Sin Consumo y la otra simulación es el Consumo Máximo Horario.

Ilustración 36 Red de Distribución SIN CONSUMO para los barrios Gaspar García y Guadalupe

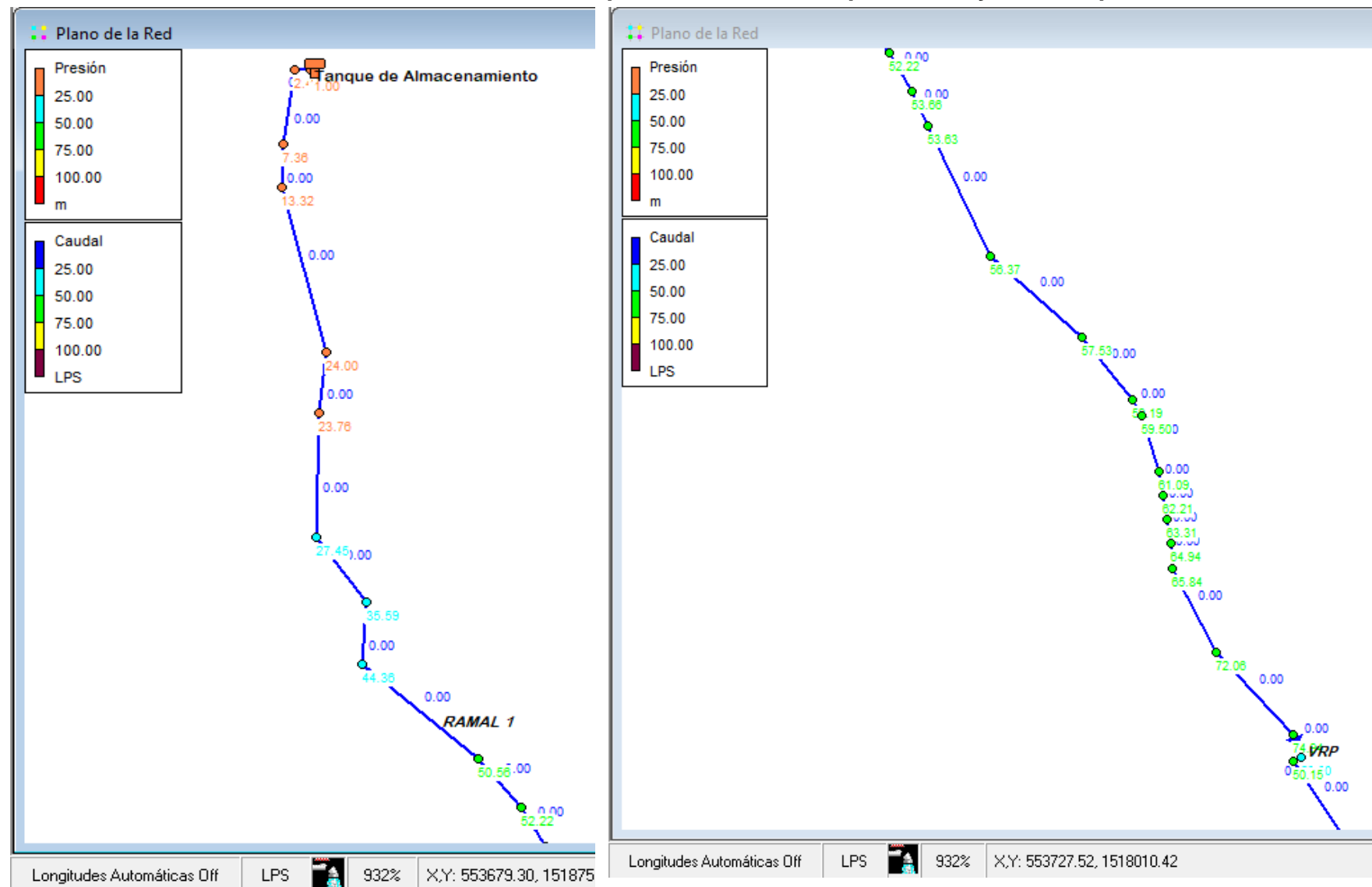


Ilustración 37 Red de Distribución SIN CONSUMO para los barrios Gaspar García y Guadalupe

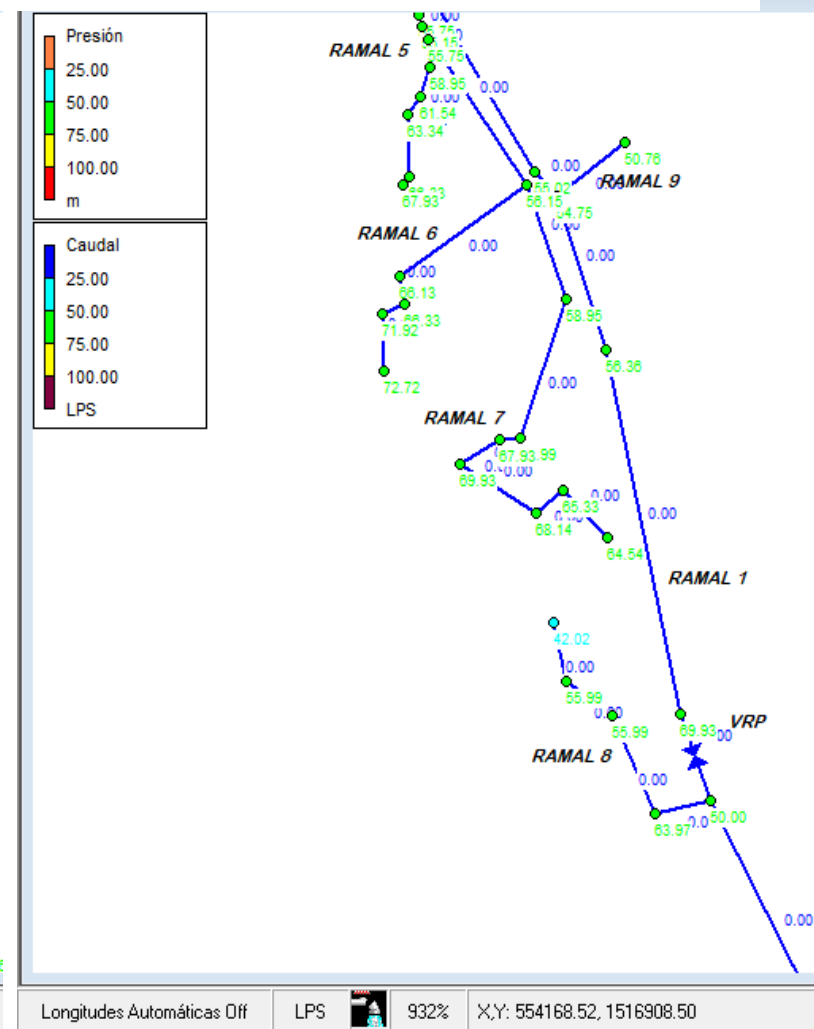
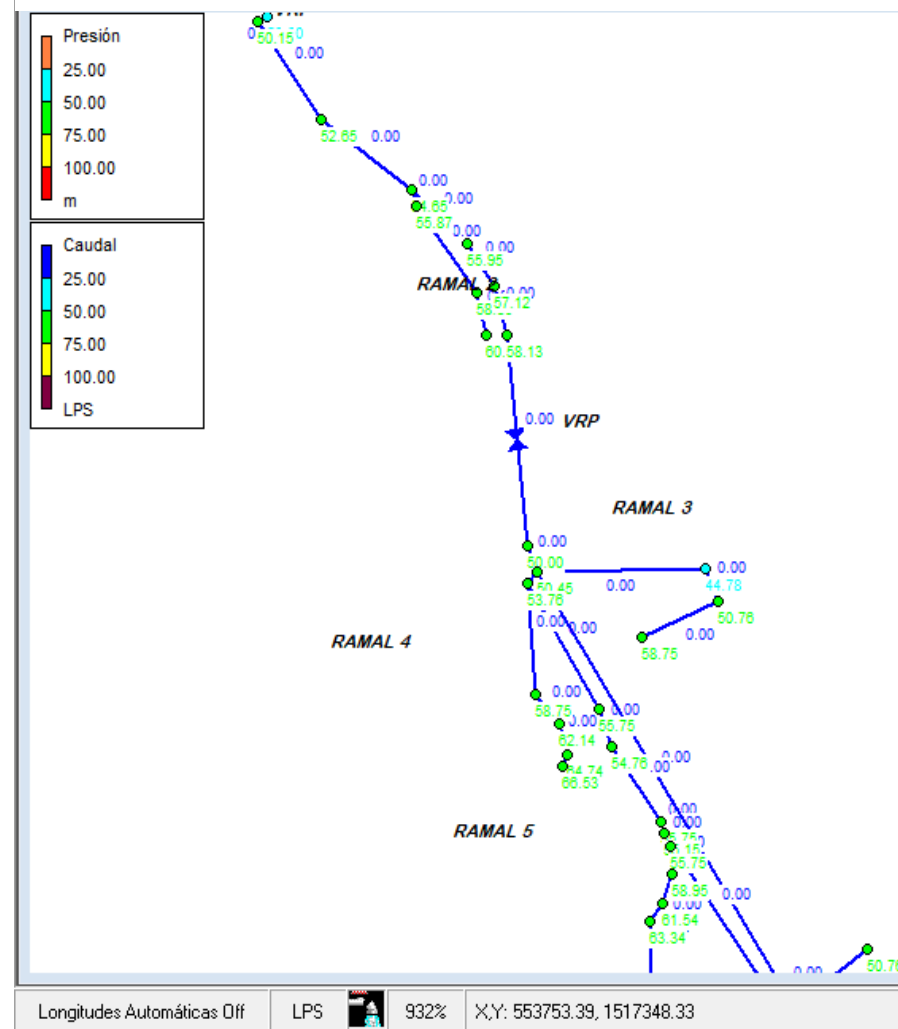


Ilustración 38 Red de Distribución SIN CONSUMO para el barrio San Agustín

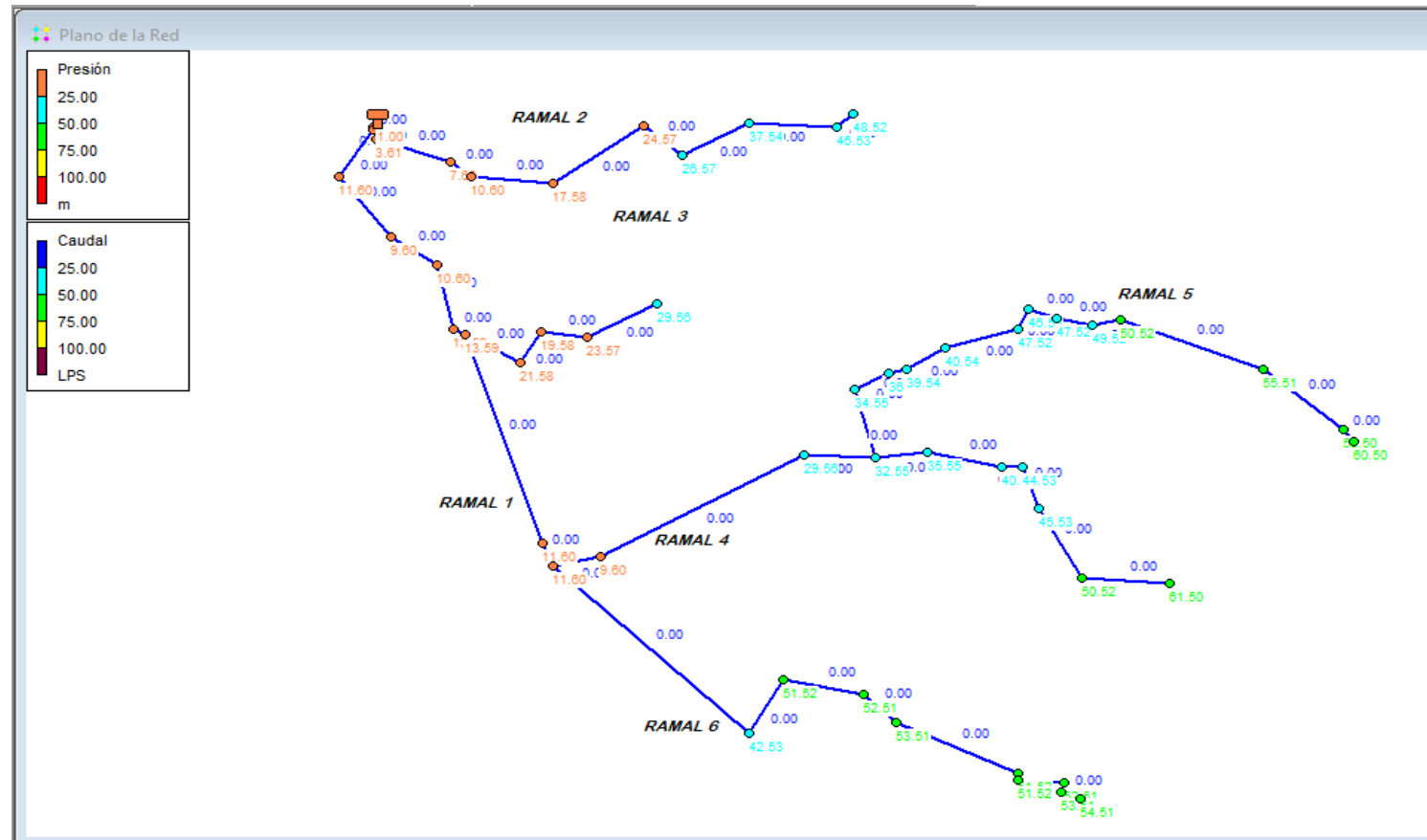


Ilustración 39 Esquemas de Red de Distribución EPANET, Consumo Máximo Horario – Del T DN al nodo 2414

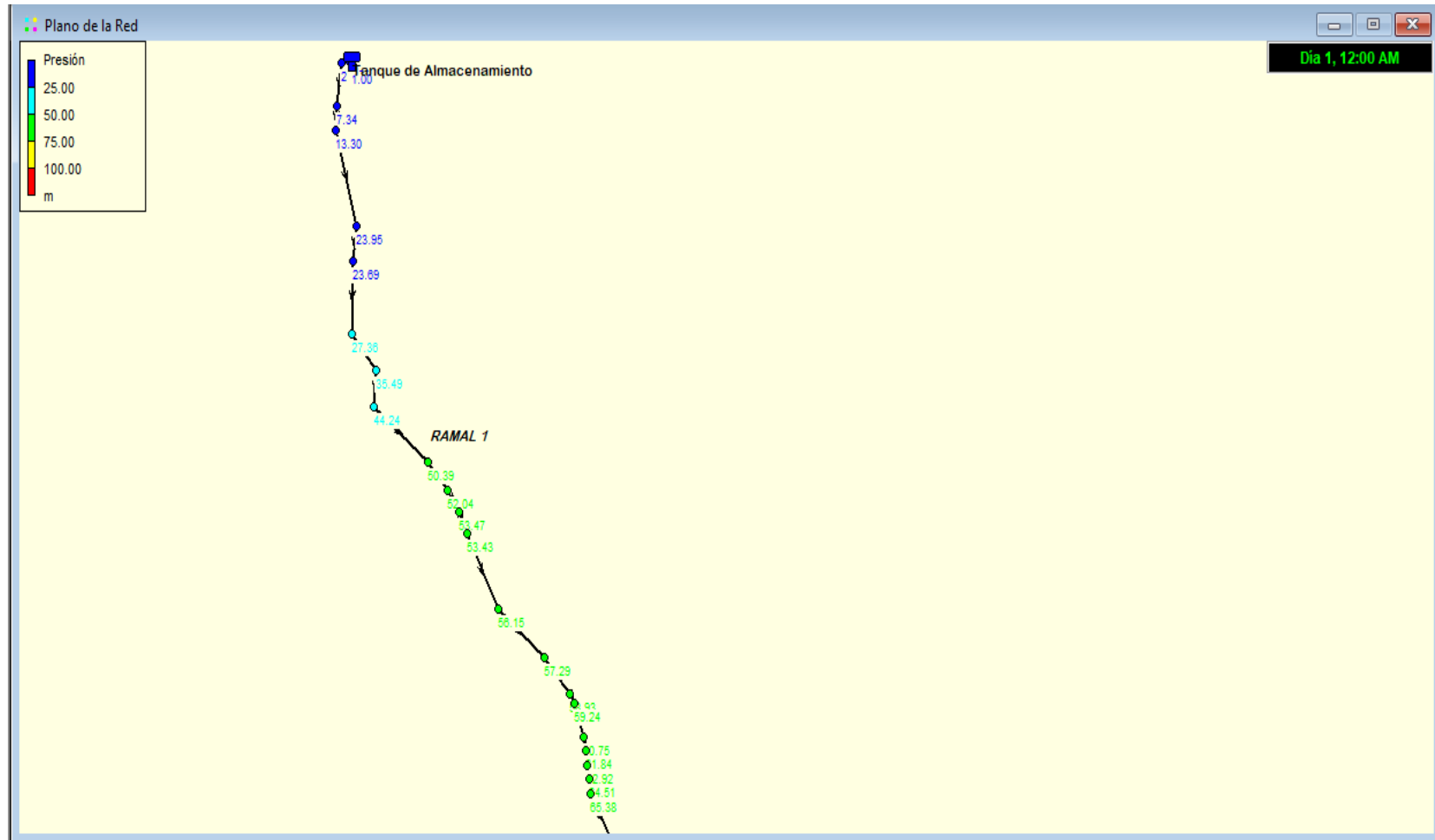


Ilustración 40 Esquemas de Red de Distribución EPANET, Consumo Máximo Horario

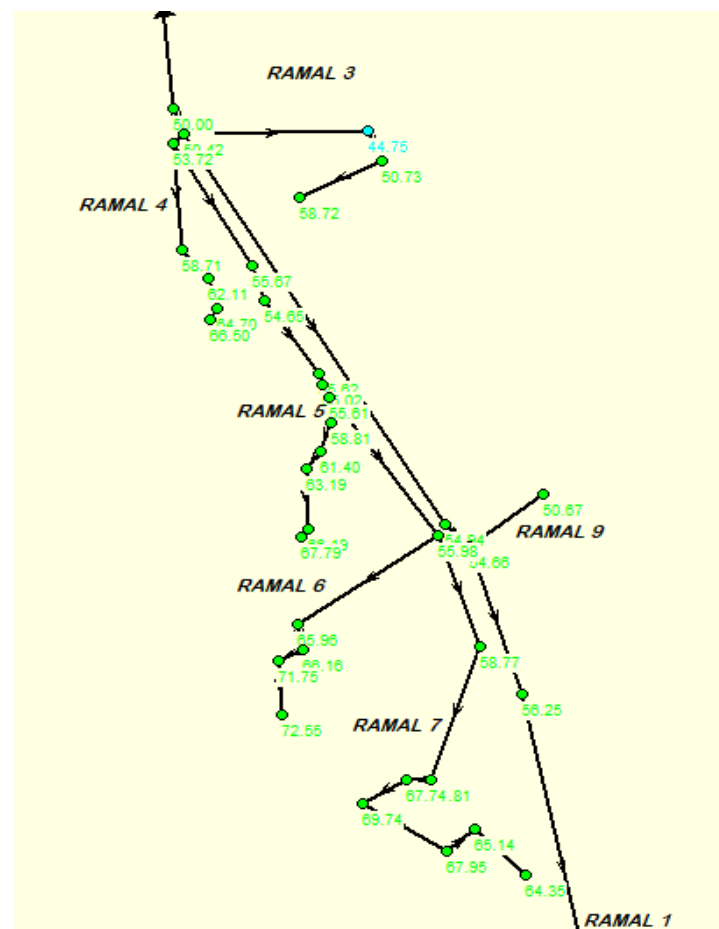
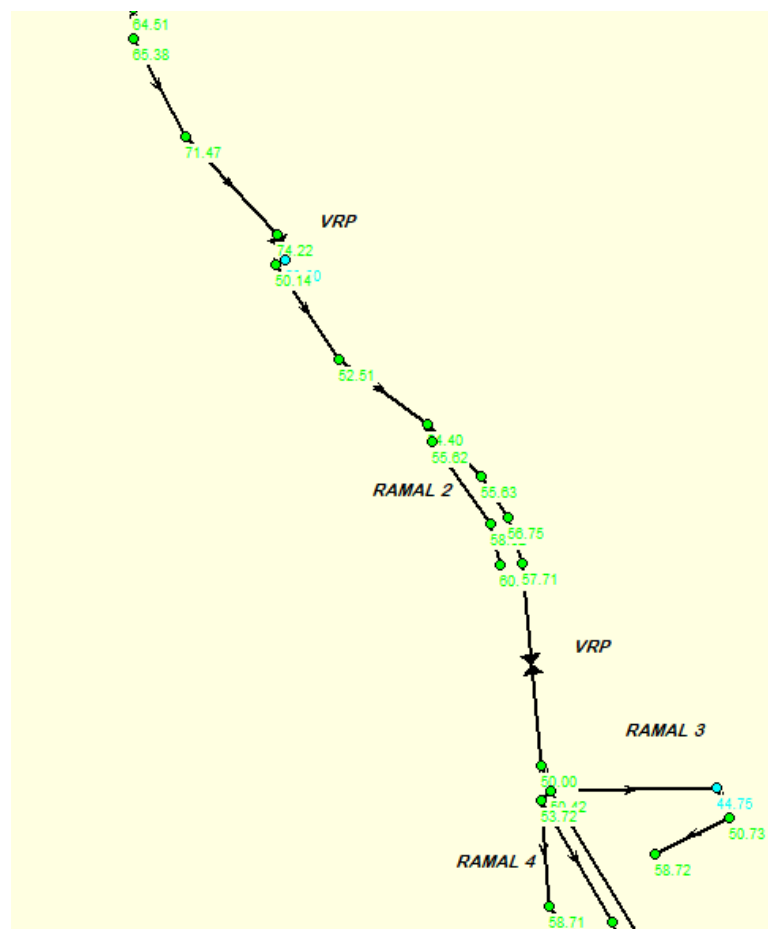


Ilustración 41 Esquemas de Red de Distribución EPANET, Consumo Máximo Horario

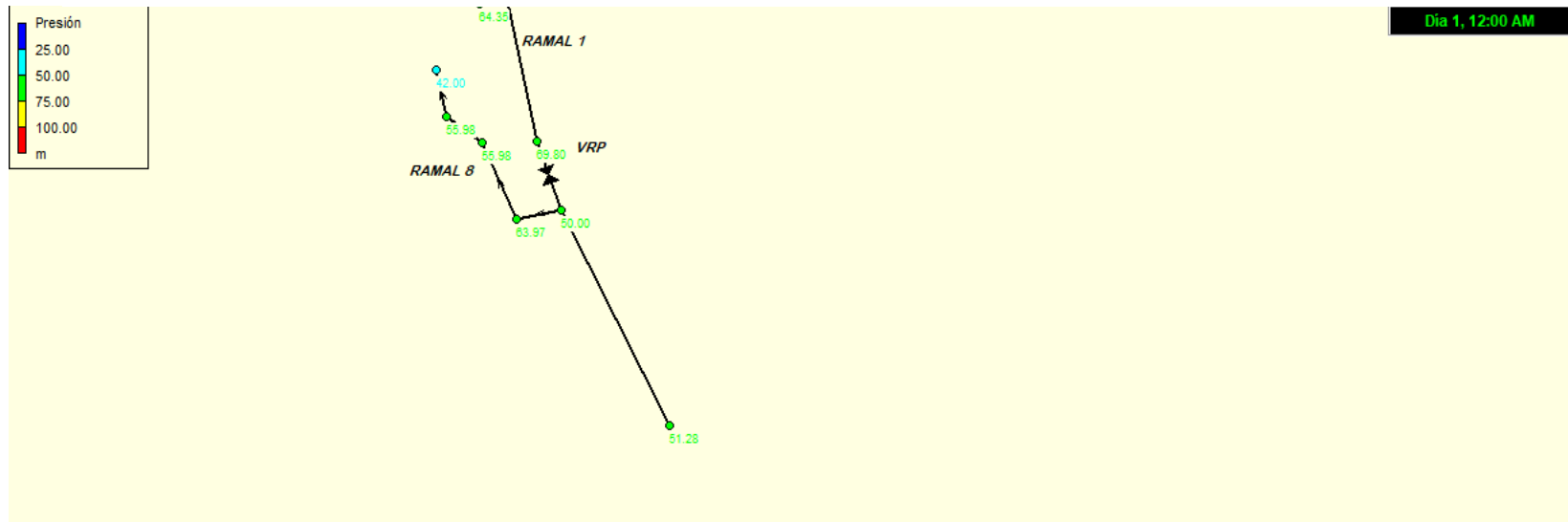
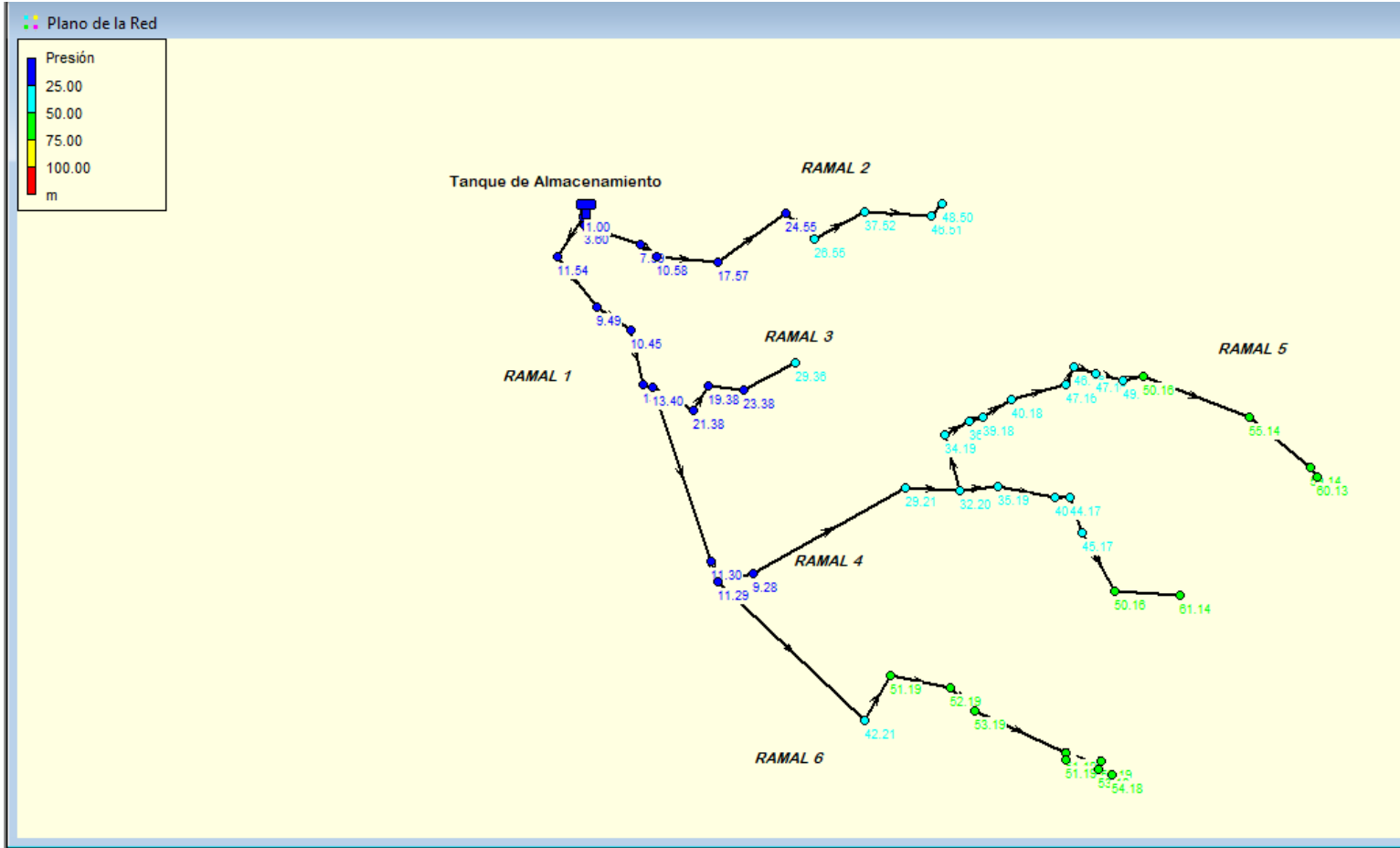


Ilustración 42 Esquemas de Red de Distribución EPANET, Consumo Máximo
Horario Barrio San Agustín



5.12. Conexiones domiciliarias

El nivel de servicio son conexiones domiciliarias con micro medición. Para el proyecto se instalarán 118 conexiones domiciliarias de patio. Para un monto total de **C\$ 195,807.43**

5.13. Costo y presupuesto

Se determinaron las cantidades de materiales y costo total que tendrá el MAG, a través de la memoria de cálculo de que contiene el presupuesto de materiales y presupuesto de mano de obra. Para el presupuesto de materiales y mano de obra se cuantificarán las cantidades de obras, el costo unitario de cada actividad y el valor de transporte, para determinar el costo total que tendrá cada ítem, para ello se utilizó la guía de costos FISE para estimar los costos. Los conceptos que utilizaremos para presupuestar el sistema serán los siguientes: Preliminares, Línea de conducción, Tratamiento, Tanque de almacenamiento, Red de distribución, Conexiones domiciliarias, etc

Tabla 8 Presupuesto de inversión. Precios financiero

No.	DESCRIPCION	COSTO TOTAL (C\$)	COSTO TOTAL (\$)
1	PRELIMINARES	402,769.79	12,022.9787
3	PLANTA DE PURIFICACION	524,657.28	15,661.411
5	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	392,261.91	11,709.310
6	LINEA DE CONDUCCION	4,479,624.93	13,720.147
7	RED DE DISTRIBUCION	1,648,028.20	49,194.871
8	CONEXIONES DOMICILIARES	195,807.43	5,844.997
9	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA	162,865.50	4,861.656
	COSTO DIRECTO (CD= Mat+MO+FT)	7,806,015.04	233,015.374
	Administración (5% CD)	390,300.752	11,650.769
	Imprevistos (5% CD)	390,300.752	11,650.769
	Utilidades (10% de (CD+Adm+Imp))	780,601.504	23,301.538
	Supervisión (5% CD)	390,300.752	11,650.769

	Costos Indirectos (CI)	1,951,503.76	58,253.845
	COSTO TOTAL	9,757,518.8	291,269.218

Tabla 9 Resumen de Costos Directos

No.	DESCRIPCION	COSTO TOTAL (C\$)	COSTO TOTAL (\$)
1	PRELIMINARES	402,769.79	12,022.9787
3	PLANTA DE PURIFICACION	524,657.28	15,661.411
5	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	392,261.91	11,709.310
6	LINEA DE CONDUCCION	4,479,624.93	13,3720.147
7	RED DE DISTRIBUCION	1,648,028.20	49,194.871
8	CONEXIONES DOMICILIARES	195,807.43	5,844.997
9	LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA	162,865.50	4,861.656
	COSTO DIRECTO (CD= Mat+MO+FT)	7,806,015.04	233,015.374

5.14. Calculo de Tarifa

Para el cálculo de la tarifa del proyecto se utilizó como documento base la Cartilla para el cálculo de tarifas en pequeños sistemas de agua potable. Para obtener dicho costo se utilizó la formula siguiente:

$$\frac{CP = SP + PQ + CM + GA}{V}$$

Donde:

CP= Costo promedio de proveer un m³ de agua potable

V= Volumen de agua facturado en un año expresado en m³.

SP= Gasto total anual en Salarios y Prestaciones Sociales

PQ= Costo total anual de Productos Químicos

CM= Costo total anual en Mantenimiento

GA= Gastos de Administración

V= Volumen de agua producido anual expresado en m³.

Parámetros a considerar:

Establecer los siguientes rangos de Tarifa:

Considerando un promedio de habitantes por casa y la dotación según normativa

$$= 3.92 \text{ hab. /casa} \times 60 \text{ lppd} \times 30 \text{ días} = 7.056 \text{ m}^3$$

Se establece por vivienda un consumo de 10 m³.

$$\text{Tarifa mínima} = \text{C\$ } 10.57/\text{m}^3 \times 10 = \text{C\$ } 105.66/\text{viv.} = \text{C\$ } 105.66$$

Valor de m³ de Agua según consumo.

Consumo Básico entre 0 y 10 m³: costo de C\$ 10.55/m³.

El detalle del costo de la tarifa por m³ se muestra a continuación:

Tabla 10 Costo del agua por m³

TARIFA VIGENTE		COSTOS	
		DOMICILIAR	COMERCIAL
RANGO DE CONSUMO M ³	0.0 - 10.0	C\$ 105.66	126.79
	10.1 - 20.0	126.79	152.15
	20.1 - +	152.15	182.58

Resultados:

- El costo promedio de agua potable es de C\$ 10.57/m³

El costo de la alternativa puede ser aplicada en el proyecto dado que de acuerdo a la Encuesta socio – económica realizada en los barrios, los y las protagonistas tienen la capacidad de pago suficiente para este servicio.

5.15. Evaluación Económica

5.15.1. Cálculo de Inversión per cápita

Concepto	MAG	
	Costo en Córdobas	Costo en Dólares
Inversión en Agua	C\$ 7,806,015.04	US\$233,015.374
Inversión per cápita en agua	C\$ 16,896.136	US\$504.36

Tasa de cambio: C\$33.50 x \$1US

La Línea de Corte se obtiene de dividir el costo total en dólares de la Inversión en Agua entre el número de protagonistas del componente de agua (462 hab.), el valor obtenido es **US\$504.36**

5.15.2. Análisis económico - social

Para el Análisis Económico – Social se elaboró un flujo de caja considerando la Inversión inicial, los egresos (gastos de operación, mantenimiento y reposición de activos fijos). En los ingresos se consideran los generados por el cobro de agua.

5.15.3. Resultados para el cálculo de la VAN y la TIR

El Valor Actual Net (VAN) presenta un valor positivo igual a 42,783,903.2 la TIR es del 11% y la relación B/C es 153.42. Estos indicadores se consideran aceptables, dado que este proyecto es de carácter social. El éxito del mismo radica en los beneficios sociales proporcionados entre ellos: el mejoramiento de la calidad de vida de los protagonistas, reducción de enfermedades de origen hídrico.

El Análisis Económico Social se presenta en la Ilustración 43 y 44.

Ilustración 43 Análisis económico social

ESTUDIO DE FACTIBILIDAD, TASA DE DESCUENTO DEL 8%, INVERSION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE											
DATOS											
Proyecto;	Agua Potable Barrios Dipilto										
LOCALIDAD	Conexión Domiciliar										
Número de Beneficiarios	462										
Número de Clientes	118.00										
Número de Viviendas Beneficiadas	118.00 Conex Dom										
Número de clientes institucionales	4.00 inst.										
Índice de hab/viv actual	3.92 hab./viv.										
Factor de incremento poblacional anual	2.50 %										
Dotación de agua potable	60.00 lppd										
Producción de agua	1,491.42 m³/mes										
Consumo de agua en 1er año	1,504.27 m³/año										
Tarifa promedio de energía	0.00 C\$/KwH										
Gasto estimado de energía año	0.00 KwH										
Costo promedio de químicos y materiales	0.67 C\$/m³										
Tarifa mínima para A.P	60.80 C\$										
Rango 0-10m3	10.00 m3										
Costo m3	6.08 C\$/m3										
Cargo por costos de operación y mantenimiento a la factura	19.31 C\$/m³/F										
Inversión de sistema de agua	7,806,015.03 C\$										
Concepto/año	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Inversión inicial	7,806,015.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Total de inversión	7,806,015.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Gastos operativos anuales											
Consumo de energía		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
consumo de químicos		1,003.6	1,028.7	1,054.4	1,080.7	1,107.8	1,135.5	1,163.8	1,192.9	1,222.8	1,253.3
costos de OyM		29,047.3	29,773.5	30,517.9	31,280.8	32,062.8	32,864.4	33,686.0	34,528.1	35,391.4	36,276.1
Total de gastos operativos		30,050.9	30,802.2	31,572.2	32,361.5	33,170.6	33,999.8	34,849.8	35,721.1	36,614.1	37,529.5
TOTAL DE EGRESOS	7,806,015.0	30,050.9	30,802.2	31,572.2	32,361.5	33,170.6	33,999.8	34,849.8	35,721.1	36,614.1	37,529.5
Facturación anual (viviendas)		86,092.8	88,245.1	90,451.2	92,712.5	95,030.3	97,406.1	99,841.3	102,337.3	104,895.7	107,518.1
Facturación anual (cliente institucional)		2,918.4	2,991.4	3,066.1	3,142.8	3,221.4	3,301.9	3,384.4	3,469.1	3,555.8	3,644.7
Ahorro Social *		4,522,350.0	4,635,408.8	4,751,294.0	4,870,076.3	4,991,828.2	5,116,623.9	5,244,539.5	5,375,653.0	5,510,044.3	5,647,795.5
TOTAL DE INGRESOS	0.0	4,611,361.2	4,726,645.2	4,844,811.4	4,965,931.6	5,090,079.9	5,217,331.9	5,347,765.2	5,481,459.4	5,618,495.8	5,758,958.2
Flujo neto	-7,806,015.0	4,581,310.3	4,695,843.1	4,813,239.1	4,933,570.1	5,056,909.4	5,183,332.1	5,312,915.4	5,445,738.3	5,581,881.7	5,721,428.8
CRF Tasa de descuento del 8%		1.0800	0.5608	0.3880	0.3019	0.2505	0.2163	0.1921	0.1740	0.1601	0.1490
Flujo neto de descuento	-7,806,015.0	4,947,815.1	2,633,284.3	1,867,698.1	1,489,547.5	1,266,535.6	1,121,234.5	1,020,464.4	947,638.8	893,546.0	852,661.6
Suma de egresos netos totales anuales de contado	7,806,015.0										
Suma de ingresos netos totales anuales de contado	24,690,389.5										
Calculo de la VAN al 8%	42,783,903.2	Indica que el proyecto es rentable a la tasa de descuento aplicada									
Calculo de la TIR	11.67	%									

Nota: La Tasa Social de Descuento utilizada en el Análisis VAN es del 8% (Fuente: Documento: "Tasa Social de Descuento Nicaragua" M-HCP Agosto 2010)

Ilustración 44 Análisis económico social

ESTUDIO DE FACTIBILIDAD, TASA DE DESCUENTO DEL 8%, INVERSION DE SISTEMA DE AGUA POTABLE									
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1,284.7	1,316.8	1,349.7	1,383.4	1,418.0	1,453.5	1,489.8	1,527.1	1,565.2	1,604.4
37,183.0	38,112.6	39,065.4	40,042.1	41,043.1	42,069.2	43,120.9	44,198.9	45,303.9	46,436.5
38,467.7	39,429.4	40,415.1	41,425.5	42,461.1	43,522.7	44,610.7	45,726.0	46,869.2	48,040.9
38,467.7	39,429.4	40,415.1	41,425.5	42,461.1	43,522.7	44,610.7	45,726.0	46,869.2	48,040.9
110,206.1	112,961.2	115,785.2	118,679.9	121,646.9	124,688.0	127,805.2	131,000.4	134,275.4	137,632.3
3,735.8	3,829.2	3,924.9	4,023.0	4,123.6	4,226.7	4,332.4	4,440.7	4,551.7	4,665.5
5,788,990.3	5,933,715.1	6,082,058.0	6,234,109.4	6,389,962.2	6,549,711.2	6,713,454.0	6,881,290.3	7,053,322.6	7,229,655.7
5,902,932.2	6,050,505.5	6,201,768.1	6,356,812.3	6,515,732.7	6,678,626.0	6,845,591.6	7,016,731.4	7,192,149.7	7,371,953.4
5,864,464.5	6,011,076.1	6,161,353.0	6,315,386.8	6,473,271.5	6,635,103.3	6,800,980.9	6,971,005.4	7,145,280.5	7,323,912.6
0.1401	0.1327	0.1265	0.1213	0.1168	0.1130	0.1096	0.1067	0.1041	0.1019
821,472.7	797,639.8	779,545.5	766,036.5	756,269.4	749,613.2	745,587.7	743,820.9	744,021.1	745,956.7

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES

VI. Conclusiones y recomendaciones

6.1. Conclusiones

1. Los barrios San Agustín, Gaspar García Laviana y Guadalupe del municipio de Dipilto, cuenta en la actualidad con una población base de 462 habitantes, considerando un periodo de diseño de 20 años (2019-2038).
2. Según los resultados del estudio de altimetría realizado en este trabajo, es factible la construcción de un Mini Acueducto por Gravedad, ya que se determinó que la carga estática entre el sitio del proyecto y la fuente es suficiente para la construcción del mismo, la configuración adecuada para el sistema es Fuente – Tanque – Red.
3. Se realizó un aforo en la fuente principal obteniendo como resultado un caudal de 5.863 lps, lo cual es suficiente para abastecer a la población del proyecto.
4. La fuente de agua seleccionada que se analizó es superficial ubicada en la propiedad de la señora Mercedes Jiménez con una elevación de 1280.3 m.s.n.s. Según análisis obtenidos por laboratorios UNÍ-PIENSA y ENACAL se certifica que tal fuente cuenta con la capacidad hídrica para satisfacer y garantizar las demandas, calidad, así como caudal ecológico requeridos al final del periodo de diseño.
5. Según el estudio realizado la población para el final del periodo será de 757 habitantes, quienes con una dotación de 60lppd, demandaran un CPTD de 0.919 lps, CMD de 1.149 lps y CMH de 1.915 lps.
6. El análisis hidráulico para la línea de conducción y redes de distribución se elaboró utilizando el Software EPANET; producto del análisis se obtuvieron las presiones máximas del sistema (103.86 mca), en caso de la línea de conducción y la red de distribución en los puntos donde se generan presiones máximas se

propuso el uso de válvulas reguladoras de presión e instalar tuberías con cedula diferente capaces de resistir más presión en los tramos donde lo amerita.

7. Mediante los distintos cálculos realizados se dimensionaron las principales obras hidráulicas del sistema; obteniendo así la estructura necesaria para el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable.
8. El costo aproximado del Mini Acueducto por Gravedad para los barrios San Agustín, Gaspar García Laviana y Guadalupe, asciende a un monto en córdobas de C\$ 7,806,015.03.
9. La duración de la ejecución del proyecto prevista es de 6 meses, quedando en este periodo contruidos e instalados todos los elementos que forman parte del sistema, tales como: planta de tratamiento, rehabilitación de los tanques de almacenamiento, instalación de tubería para la línea de conducción y redes de distribución, conexiones domiciliarias, instalación de accesorios, válvulas reguladoras de presión, válvulas de aire, válvulas de limpieza, válvulas o llaves de pase y micro medidores; para lo cual se elaboraron los planos constructivos de cada elemento.

6.2. Recomendaciones

- Es importante que se tomen las medidas necesarias para proteger la fuente de agua, así como la zona de recarga, para garantizar en el futuro agua en cantidad y calidad, que satisfagan la demanda de la población futura, para lo cual se deben realizar semestralmente análisis de la calidad de agua, delimitar el área de recarga, cercado del área de la fuente, reforestación con especies nativas de la zona, obras de conservación de suelo, zanjas e infiltración, etc.
- Realizar aforos frecuentes a la fuente de abastecimiento, estos datos se tendrán que comparar con los datos obtenidos en aforos anteriores, con el objeto de revelar la cantidad de agua disponible.
- Realizar periódicamente análisis de calidad de agua, para evaluar si la calidad de agua sigue siendo para consumo humano o bien que sirvan de indicador para tomar medidas para evitar la contaminación a la fuente.
- La represa de captación y tanque de almacenamiento se deberán lavar muy bien, el piso y los muros o paredes con cepillo de alambre; tratando de quitar toda la suciedad, como el musgo, algas, piedrecillas o lodo que se pudieran acumular en el fondo de la caja.
- Revisar la línea de conducción y red de distribución para detectar fugas y repararlas.
- Es necesario declarar de uso público el área de la captación, para evitar futuros conflictos en propiedad privada.
- Se debe de proporcionar un manual de especificaciones técnicas al momento de la construcción del sistema; así como un manual de operación y mantenimiento el cual proporcionara mayor vida útil al proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

CAPRE. (2004). Normas de calidad de Agua para Consumo Humano.

Cascanova, L. (s.f.). *Levantamientos Topograficos*. Obtenido de http://www.serbi.ula.ve/serbiula/libros-electronicos/Libros/topografia_plana/pdf/CAP-7.pdf

Global Water PartnerShip. (s.f.). Recuperado el 19 de 12 de 2018, de CICLO HIDROLOGICO: https://www.gwp.org/globalassets/global/gwp-sam_files/publicaciones/varios/ciclo_hidrologico.pdf

INAA. (s.f.). *INSTITUTO NICARAGUENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS*. Obtenido de <http://www.inaa.gob.ni/documentos/Normativas/seccion-1>

ORG, B. (s.f.). *BSVDE ORG*. Recuperado el 20 de 09 de 2018, de BSVDE ORG: http://www.bvsde.org.ni/Web_textos/UNI/UNI0005/CONSOLIDADO%20DE%20MONOGRAFIA.pdf

Organización Mundial de la Salud. (2009). *GUÍA DE ORIENTACIÓN EN SANEAMIENTO BÁSICO*. Obtenido de http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/2-2sas.htm#2.2_____Fuentes_de_agua_y_m%C3%A9todos_de_aforo

OscarGarcía. (s.f.). Diseño de Red de Abastecimientos de Agua Potable.

Razura, I. A. (2012). *Costo y Presupuesto*.

ANEXOS

I) LISTA DE BENEFICIARIOS

No. Casa	BENEFICIARIO	PUNTO	COORD X	COORD Y	Z
1	Gerzann Antonio Arostegui Córdoba	1	552547	1517065	996
2	Teresa de Jesús Benavides Olivas	2	552567	1517046	988
3	Elvin Centeno Mairena	3	552576	1517041	987
4	Pedro Antonio Gómez	4	552607	1517065	995
5	María Azucena Barahona	5	552609	1517041	988
6	Sandra Ruiz	6	552706	1517040	965
7	Berman Zelaya Paguaga	7	552712	1517036	967
8	Arnoldo de Jesús Olivier López	8	552748	1517044	960
9	Juan de la Cruz Mejía Pastrana	9	552757	1517084	962
10	Carmelo de Jesús Jarquín González	10	552901	1516972	952
11	María Elena Centeno	11	552916	1516963	949
12	Mercedes Medina Hernández	12	552913	1516953	949
13	Dina Arelia Hernández	13	552948	1516955	949
14	Daniel Santos Castellanos	14	552563	1516986	993
15	Leila Abigail Vargas	15	552619	1516918	992
16	Noel de Jesús Gómez Pérez	16	552498	1517062	1009
17	Lilian del Carmen Marchena	17	552669	1516911	993
18	Sidar Enrique Aguilera García	18	552616	1516852	1008
19	Andrea Abelina Paguaga	19	552643	1516997	985
20	María Lucia Vargas Bautista	20	552622	1517010	993
21	Tania del Socorro Gómez García	21	552630	1516989	984

22	Rosibel Castellano Maldonado	22	552577	1517008	997
23	Simón Gómez Marín	23	552714	1516933	982
24	Isabel Poveda	24	552843	1517009	950
25	José Francisco López López	25	553011	1516821	928
26	Nelly Vanessa Marchena	26	553097	1516743	907
27	Julio Cesar Blanco	27	553018	1516788	912
28	María Antonia López Reyes	28	552571	1517015	1001
29	Alicia Arminda Marchena Hernández	29	552681	1516929	988
30	Nelson Agustín Amalla	30	552628	1516896	1003
31	Claudia Amelia Blanco Figueroa	31	552781	1516933	969
32	Martha Lorena Rivas Martínez	32	553100	1516682	922
33	Marbely Blanco Jarquín	33	552827	1516788	952
34	Pedro Amalla López	34	552815	1516791	954
35	Mariela Judith Gómez López	35	552708	1516813	966
36	Nahún Esteban Gómez Díaz	36	552727	1516934	976
37	Andrés Castellano Ordoñez	37	552744	1516986	960
38	Dominga Castellano	38	552806	1516934	941
39	Gloria María Castellano	39	552803	1517003	944
40	Verónica López Mejía	40	552824	1517010	947
41	Jeisel Karina Marchena	41	552952	1516753	926
42	Lidia Ester López Torrez	42	552861	1516779	933
43	Eleutenia del Socorro Mejía Flores	43	552852	1516840	924
44	Luisa Amanda Paguada	44	552813	1516923	944
45	Julio de Jesús Marchena	45	552755	1516932	978
46	Marlen Antonia Fajardo López	46	552539	1517049	1001
47	Hermogenes De Jesús Paguaga Castellano	47	552634	1516889	1006

48	José María Marchena	48	552888	1516761	937
49	Juan Carlos Corrales Rodríguez	49	552869	1516667	963
50	Yeny Yanett Chavarría	50	553516.9	1516573.7	869
51	Víctor Manuel López Castellano	51	553482.7	1516597.5	869
52	Juan Carlos Andrade Ponce	52	553456.03	1516635	882
53	Julio Alberto Sevilla Flores	53	553473.7	1516639.9	883
54	Wilber José Olivera	54	553447.2	1518855.6	876
55	Víctor Manuel Jiménez	55	553455.8	1516669.6	879
56	Cesar Paguaga Romero	56	553444.6	1516682.1	879
57	Juzgado Municipal	57	553450.4	1516715.9	886
58	Félix Castellano Ordoñez	58	553413.5	1516725.3	883
59	Policía Nacional	59	553412.08	1516739	886
60	Otilio Carrasco	60	553373.7	1516735	875
61	Pinar del Rio	61	553381.5	1516678	870
62	Oscar Ignacio Maldonado Castellano	62	553344.7	1516775	885
63	Gabriel Maldonado Gómez	63	553328.9	1516814	884
64	Centro de Salud	64	553365.3	1516867.9	890
65	Pedro Pablo Paguaga Núñez	65	553379.5	1516840.1	890
66	Teodoro José Paguada Jarquín	66	553381.7	1516830	888

67	Parque de Ferias	67	553417.5	1516798	882
68	Wilfredo Isidro Martínez	68	553386.3	1516949	889
69	Amparo Izaguirre Castellano	69	553360	1516897	886
70	Rafael Jacoba Castellano Paguaga	70	553343.2	1516943	881
71	Félix Osman Martínez Hernández	71	553316	1517000	879
72	Asunción Ayestas Rodríguez	72	553342.2	1517015	884
73	Rosario Izaguirre Castellano	73	553380.7	1517005	888
74	ADEPROFOCA	74	553372.7	1516977. 5	885
75	María Nieves Paguaga Castellanos	75	553383	1516962	885
76	Uriel Antonio Castellano Paguaga	76	553383	1516953	889
77	Escuela José Dolores estrada	77	553280.1	1517001	875
78	Emilio Maldonado Blanco	78	553307	1516822	880
79	Santos Valentín Jarquín Pastrana	79	553352	1517207	899
80	Estela Marchena de Hernández	80	553484	1516949	892
81	Lourdes Lucia Izaguirre Castellano	81	553385	1516908	882
82	Juan Abelardo Mata Guevara	82	553321	1517072	888
83	Juana María Blanco Ayestas	83	553497	1516751	896
84	Francisco Javier Blanco Jarquín	84	553529	1516670	897
85	Marcio Blanco Jarquín	85	553520	1516662	894
86	Santos Justina Jarquín González	86	553686	1516370	878
87	Yamilet del Socorro Gutiérrez López	87	553456	1516794	889
88	Lilieth del Carmen Sevilla	88	553405	1516760	886

89	José Antonio Jarquín Olivas	89	553554	1516648	895
90	María Esmeralda López Zelaya	90	552451	1516779	890
91	Anastasio Marlon Urbina Centeno	91	553456	1516810	889
92	Rosibel Blanco Ayestas	92	553516	1516708	848
93	María Antonia López Bautista	93	553669	1516318	866
94	Raimunda Ayestas Figueroa	94	553505	1516712	897
95	Ramon Adolfo Tercero Mejía	95	553372	1516624	903
96	Eddy Antonio Jarquín Mejía	96	553622	1516370	845
97	Daniel José Jarquín Mejía	97	553632	1516366	874
98	Cándida Marchena Valladares	98	553479	1516741	893
99	Cristina Figueroa Paguaga	99	553983	1516873	904
100	Santos Leonor Jarquín Blanco	100	553540	1516634	889
101	UCAFE	101	553404	1516970	900
102	Otoniel Montano Gradis	102	553332	1517186	904
103	Gonzalo Castillo	103	553332	1517186	904
104	Francisco Jimenes Mantilla	104	536709	1518998	922
105	Ramon Paguaga Castellano	105	552865	1517991	939
106	Lino Paguaga	106	553281	1517170	893
107	Milton Meléndez Almendra	107	553348	1517111	905
108	Armando Iglesia	108	552802	1518058	933
109	Eliceo Paguaga Figueroa	109	552977	1517684	924
110	José Leónidas Iglesia	110	552635	1518350	952
111	Prodecoop	111	552905	1517949	939
112	MC Douglas	112	552945	1517868	936
113	La Bendición	113	553212	1517501	914
114	Isidoro Pastrana Castellano	114	552229	1516462	906
115	Ismael Zelaya	115	552826	1518092	945

116	Manuel de Jesús Paguaga Jarquín	116	553090	1517669	925
117	Román Salgado	117	552646	1518307	941
118	Ada María Sánchez Rueda	118	553356	1517030	884

II) RESULTADOS DE ANALISIS DE CALIDAD DE AGUA DE LA FUENTE PROPUESTA



Gobierno de Reconciliación
y Unidad Nacional
El Pueblo, Presidente!



EMPRESA NICARAGUENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS SANITARIOS

RESULTADOS DE CALIDAD DEL AGUA FUENTES DE DIPILTO, DPTO NUEVA SEGOVIA

PARAMETROS DE CAMPO				PRAMETROS FISICOQUIMICOS														METALES PESADOS														
Localidad	Nombre de la Fuente	Coordenadas		Fecha de Muestreo	Coliformes Fecales UFC/100 ml	Temperatura Campo °C	pH de Campo	Conduct Electr Campo µS/cm	Turbidez de Campo UNT	Aspecto	Color Lab UC	Turbidez UNT Lab	Solidos Disueltos mg/L	Alcalinidad Total (CaCO3) mg/L	Dureza Total (CaCO3) mg/L	Sodio (Na) mg/L	Calcio (Ca) mg/L	Magnesio (Mg) mg/L	Potasio (K) mg/L	Hierro (Fe2+) mg/L	Bicarbonatos (HCO3) mg/L	Carbonatos (CO3) mg/L	Cloruros (Cl) mg/L	Sulfatos (SO4) mg/L	Nitratos (NO3) mg/L	Nitritos (NO2) mg/L	Fluoruro mg/L	Arsenico µg/L	Cobre µg/L	Manganeso µg/L	Zinc µg/L	Plomo µg/L
		E(X)	N(Y)																													
NORMA CAPRE					0.0	18 - 32	6.5 - 8.5	*400	5	Transparente	15	5	1000	No Especifica	*400	200	100	50	10	0.3	No Especifica		250	250	50	0.1	0.7-1.5	10	2000	500	3000	10
Las Brumas	MAG Dipilto Nuevo, fuente Las Brumas	553292	1522172	06/08/2015	0.0	22.1	7.29	60.2	NR	Turbia	11.32	5.7	29	22.2	32	5.46	4.3	5.2	1.4	1.11	27.1	0.0	5.30	<LDM	1.132	0.037	<LDM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				27/09/2016	DPC	21.5	7.8	64.94	NR	Coloreada	11.47	5.24	54	45.64	43.96	5.0	10.1	4.6	0.9	0.54	55.7	0.0	2.43	2.58	ND	ND	0.02	ND	0.5	44.2	79.9	ND
Las Nubes	MAG Dipilto Viejo, fuente Las Nubes	552352	1518942	06/08/2015	0.0	21.2	7.22	44.57	NR	Turbia	4.78	3.03	19	18.5	21.4	3.52	3.2	3.2	0.6	0.21	22.6	0.0	4.20	<LDM	0.197	0.016	<LDM	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				27/09/2016	125.0	24.6	8.1	54.13	NR	Clara	0.2	2.78	39	30.63	29.18	5.07	4.7	4.2	0.6	0.27	37.3	0.0	2.38	2.66	1.920	ND	0.31	ND	13.2	28.6	89.2	ND

NR: No realizado

(*): Valor recomendado (no es valor máximo)

<LDM: Menor que el límite de detección

Fuente las Brumas: Sobrepasa las Normas CAPRE en Coliformes fecales, Turbidez y Hierro Para en ambos monitoreos. El agua que contiene hierro se torna amarilla al ser clorada y es rechazada por el consumidor. poder usar esta fuente se deben aplicar métodos de tratamiento para eliminación de hierro (aireación o precloración acompañado con floculación y sedimentación).

Fuente Las Nubes:

Cumple con las Normas CAPRE en todos los parámetros analizados en ambos monitoreos, excepto Coliformes fecales que sobrepasa las Normas en el 2016. Los Coliformes fecales o termotolerantes son eliminados con la desinfección,

LABORATORIOS AMBIENTALES

EMPRESA / PROYECTO / PERSONA				CERTIFICADO DE ENSAYOS		MP1705-056
Anielka Moreno				DIRECCIÓN		TELÉFONO
				NR		NR
ATENCIÓN				CARGO	EMAIL	CELULAR
Anielka Moreno				Estudiante	animoreno1@hotmail.com	5758-9746
FECHAS DE PROCESAMIENTO DE MUESTRA EN EL LABORATORIO						
INGRESO	INICIO DE ANALISIS	FINAL DE ANALISIS	FECHA DE EMISIÓN DE CERTIFICADO DE ANALISIS		CADENA CUSTODIA	NÚMERO DE MUESTRAS
22/05/2017	28/05/2017	06/06/2017	13/06/2017		2762	Una (1)
Fecha y Hora de Muestreo			15/05/2017; 03:56 pm			
Muestreado por			Anielka Moreno			
Supervisor de Muestreo en Campo			Anielka Moreno			
Fuente			Quebrada			
Tipo de muestra			Agua Superficial			
Observaciones de Ubicación			Comunidad Dipilto, La Tabla - Las Brumas			
Coordenadas			E 0553297, Y:1522171			
Codificación PIENSA			LA -1705-0362			
METODO SM // EPA	ENSAYO REALIZADO PARAMETRO	Unidad	VALOR DE CONCENTRACION		Norma CAPRE*	
3112-B	Mercurio	mg/L	< 0.001		0.001	
ICP-OES	Selenio	mg/L	< 0.01		0.010	
5530-D	Fenoles	mg/L	< 0.02		NE	
EPA 507.508**	Plaguicidas Organoclorados*	mg/L	ND		NE	
EPA 507.508**	Plaguicidas Organofosforados*	mg/L	ND		NE	

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva.

<: menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro. NE= No especificada en la Norma, NR= No Reporta.

Métodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods, 21th 2005 EPA = Environmental Protection Agency

*Norma Regional de Calidad del Agua para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE.

**Cromatografía de Gases con Detector de Electrones y Detector Termoiónico.

ND: Es decir que no se encontró Plaguicidas Organofosforado por encima del límite de detección (LD) del método. LD < 3*10⁻⁶

ND: Es decir que no se encontró Plaguicidas Organoclorado por encima del límite de detección (LD) del método. LD < 2*10⁻⁶

G.H: Generador de Hidruros, Utilizando ARSENATOR

Los resultados reportados corresponden a los ensayos realizados por el cliente

PhD. Leandro Páramo Aguilera
Coordinador Técnico Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe

LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

FQAN1705-0083

EMPRESA / PROYECTO / PERSONA		DIRECCIÓN		TELÉFONO	
Anielka Moreno		NR		NR	
ATENCIÓN		CARGO		EMAIL	
Anielka Moreno		Estudiante		animoreno1@hotmail.com	
FECHAS DE PROCESAMIENTO DE MUESTRA EN EL LABORATORIO		FECHA DE EMISIÓN DE CERTIFICADO DE ANALISIS		CADENA CUSTODIA	
INGRESO	INICIO DE ANALISIS	FINAL DE ANALISIS			NUMERO DE MUESTRAS
16/05/2017	16/05/2017	31/05/2017	31/05/2017	2762	Una (01)
Fecha y Hora de Muestreo			15/05/2017; 03:56 pm		
Muestreado por			Anielka Moreno		
Supervisor de Muestreo en Campo			Anielka Moreno		
Fuente			Quebrada		
Tipo de muestra			Agua Superficial		
Observaciones de Ubicación			Comunidad Dipilto, La Tablazon, Las Brumas		
Coordenadas			E: 0553297; Y: 1522171		
Codificación PIENSA			LA-1705-0352		
METODO SM # EPA	ENSAYO REALIZADO PARAMETRO	Unidad	VALOR DE CONCENTRACION PUNTO DE MUESTREO 1		Norma CAPRE*
Visual	Aspecto	NE	Turbia, amarillenta		NE
4500-G	Cloro Residual	mg/L	< 0.01		0.5 - 1.0
2340-C	Dureza Calcica	mg/L	10.16		NE
4500-C	Fluor	mg/L	0.249		0.7
4500-C	Nitrogeno Amoniacal	mg/L	0.81		NE
5210-B	Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	3.30		NE
4500-E	Cianuro	mg/L	< 0.001		0.05
4500-C	Oxígeno Disuelto	mg/L	7.60		NE

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la Unidad que se indica en la columna y línea respectiva.
< menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro. NE= No especificada en la Norma, NR= No Reporta, PMS=Poca Materia en Suspensión.
Metodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods, 21th.2005 EPA = Environmental Protection Agency

* Norma regional de calidad del agua para consumo humano: ** Valor recomendado

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente



Ph.D. Leandro Peramo
Coordinador Técnico Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI

Declaro que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe

III) MEMORIA TOPOGRAFICA

PROYECTO	AGUA POTABLE BARRIOS DIPILTO NUEVO					
TRAMO:	LINEA DE CONDUCCION				ESTACION:	0+000
SUB-TRAMO					ORIGEN:	ESTACION 0+000
ESTACION		LONG	COORD X	CORRD Y	COORD Z	Descripción
KM	TIPO					
0+000	PI	0.000				LINEA COND
0+018.27	PI	18.273	553274.1	1522154.08	1278.809	LINEA COND
0+040.79	PI	22.519	553265.754	1522133.17	1278.449	LINEA COND
0+042.25	PI	1.456	553265.239	1522131.81	1278.392	LINEA COND
0+066.99	PI	24.74	553271.924	1522107.99	1277.308	LINEA COND
0+069.55	PI	2.563	553272.812	1522105.58	1276.293	LINEA COND
0+073.66	PI	4.107	553275.201	1522101.96	1275.74	LINEA COND
0+086.04	PI	12.38	553282.218	1522092.04	1273.429	LINEA COND
0+095.52	PI	9.484	553288.987	1522085.4	1273.001	LINEA COND
0+100.21	PI	4.686	553291.599	1522081.51	1273.081	LINEA COND
0+125.03	PI	24.825	553306.228	1522061.45	1272.9	LINEA COND
0+135.85	PI	10.814	553306.352	1522050.64	1272.707	LINEA COND
0+144.43	PI	8.586	553305.632	1522042.08	1272.516	LINEA COND
0+152.10	PI	7.666	553303.585	1522034.69	1272.259	LINEA COND
0+187.02	PI	34.918	553307.295	1521999.97	1272.161	LINEA COND
0+214.48	PI	27.465	553308.84	1525972.55	1272.91	LINEA COND
0+241.91	PI	27.425	553333.708	1521960.99	1270.525	LINEA COND
0+252.15	PI	10.241	553342.178	1521955.23	1270.198	LINEA COND
0+274.13	PI	21.979	553348.383	1521934.15	1269.853	LINEA COND
0+292.43	PI	18.307	553346.307	1521915.81	1268.863	LINEA COND
0+314.75	PI	22.317	553350.185	1521893.96	1268.175	LINEA COND
0+336.55	PI	21.796	553351.247	1521872.19	1266.781	LINEA COND
0+342.23	PI	5.679	553350.047	1521866.64	1265.928	LINEA COND
0+349.00	PI	6.778	553344.068	1521863.45	1265.846	LINEA COND
0+356.91	PI	7.903	553337.56	1521858.96	1264.14	LINEA COND
0+363.79	PI	6.885	553330.68	1521859.12	1263.715	LINEA COND
0+372.21	PI	8.42	553323.82	1521858.95	1262.386	LINEA COND
0+386.10	PI	13.883	553310.478	1521854.98	1260.859	LINEA COND
0+393.69	PI	7.59	553304.693	1521850.29	1259.663	LINEA COND
0+399.66	PI	5.97	553299.324	1521847.66	1259.94	LINEA COND
0+412.51	PI	12.85	553286.839	1521845.28	1258.761	LINEA COND
0+421.08	PI	8.573	553278.657	1521842.37	1261.308	LINEA COND
0+435.28	PI	14.205	553273.665	1521829.06	1262.791	LINEA COND

MEMORIA TOPOGRAFICA

0+452.33	PI	17.048	553276.767	1521811.89	1261.832	LINEA COND
0+465.25	PI	12.922	553277.603	1521799.72	1261.918	LINEA COND
0+476.04	PI	10.782	553272.074	1521790.47	1260.471	LINEA COND
0+499.08	PI	23.04	553277.246	1521768.24	1255.602	LINEA COND
0+516.20	PI	17.12	553283.26	1521752.07	1253.992	LINEA COND
0+535.12	PI	18.928	553291.46	1521735.01	1263.869	LINEA COND
0+553.96	PI	18.834	553297.856	1521717.27	1255.85	LINEA COND
0+575.07	PI	21.108	553300.568	1521696.45	1257.034	LINEA COND
0+594.40	PI	19.331	553300.808	1521676.31	1255.119	LINEA COND
0+611.05	PI	16.655	553296.172	1521661.02	1251.483	LINEA COND
0+628.36	PI	17.313	553290.983	1521644.5	1247.675	LINEA COND
0+644.51	PI	16.149	553288.183	1521628.22	1244.543	LINEA COND
0+663.63	PI	19.115	553284.264	1521609.88	1241.233	LINEA COND
0+684.11	PI	20.483	553278.854	1521590.33	1239.146	LINEA COND
0+704.67	PI	20.558	553273.59	1521570.27	1237.135	LINEA COND
0+721.10	PI	16.427	553269.145	1521554.46	1235.883	LINEA COND
0+735.43	PI	14.332	553265.607	1521540.57	1234.635	LINEA COND
0+750.73	PI	15.305	553262.074	1521525.67	1233.28	LINEA COND
0+765.64	PI	14.904	553260.683	1521510.84	1231.651	LINEA COND
0+782.82	PI	17.187	553262.509	1521493.75	1228.027	LINEA COND
0+799.13	PI	16.303	553265.001	1521477.64	1224.636	LINEA COND
0+817.67	PI	18.544	553270.731	1521460.01	1222.458	LINEA COND
0+835.08	PI	17.408	553281.707	1521446.5	1220.936	LINEA COND
0+851.42	PI	16.341	553294.59	1521436.43	1217.978	LINEA COND
0+869.95	PI	18.527	553307.583	1521423.23	1214.378	LINEA COND
0+886.16	PI	16.216	553319.421	1521412.16	1211.359	LINEA COND
0+905.52	PI	19.352	553332.597	1521397.99	1208.395	LINEA COND
0+924.40	PI	18.888	553340.458	1521380.81	1205.465	LINEA COND
0+944.56	PI	20.16	553343.823	1521360.92	1202.006	LINEA COND
0+963.47	PI	18.903	553342.38	1521342.07	1198.727	LINEA COND
0+980.02	PI	16.551	553337.161	1521326.38	1195.302	LINEA COND
0+995.71	PI	15.688	553330.721	1521312.06	1191.413	LINEA COND
1+015.81	PI	20.105	553319.626	1521295.29	1187.764	LINEA COND
1+034.25	PI	18.437	553306.953	1521281.06	1184.047	LINEA COND
1+052.09	PI	17.839	553297.321	1521266.56	1179.475	LINEA COND
1+068.62	PI	16.531	553294.229	1521250.42	1175.754	LINEA COND
1+089.84	PI	21.225	553296.126	1521229.28	1173.585	LINEA COND
1+109.30	PI	19.455	553291.254	1521210.45	1172.844	LINEA COND
1+130.03	PI	20.731	553286.595	1521190.25	1172.943	LINEA COND
1+147.01	PI	16.979	553287.38	1521173.29	1171.296	LINEA COND

MEMORIA TOPOGRAFICA

1+166.58	PI	19.568	553291.589	1521154.12	1168.25	LINEA COND
1+187.20	PI	20.625	553293.977	1521134.15	1164.21	LINEA COND
1+203.10	PI	15.904	553293.103	1521118.25	1160.244	LINEA COND
1+216.73	PI	13.621	553296.36	1521105.05	1156.557	LINEA COND
1+234.41	PI	17.681	553313.423	1521100.61	1154.037	LINEA COND
1+248.49	PI	14.079	553315.836	1521086.74	1152.861	LINEA COND
1+258.37	PI	9.88	553320.43	1521077.98	1155.354	LINEA COND
1+275.18	PI	16.815	553325.376	1521061.92	1157.863	LINEA COND
1+276.36	PI	1.177	553325.986	1521060.92	1157.993	LINEA COND
1+294.77	PI	18.413	553332.437	1521043.66	1157.828	LINEA COND
1+312.95	PI	18.181	553338.04	1521026.36	1155.412	LINEA COND
1+332.96	PI	20.013	553344.051	1521007.28	1154.426	LINEA COND
1+369.60	PI	36.636	553350.528	1520971.24	1151.425	LINEA COND
1+384.15	PI	14.548	553350.997	1520956.69	1150.34	LINEA COND
1+397.21	PI	13.063	553349.073	1520943.75	1149.159	LINEA COND
1+412.14	PI	14.927	553345.608	1520929.23	1147.553	LINEA COND
1+428.72	PI	16.577	553341.326	1520913.23	1145.821	LINEA COND
1+441.52	PI	12.809	553336.125	1520901.52	1143.829	LINEA COND
1+457.55	PI	16.023	553324.865	1520890.13	1141.136	LINEA COND
1+472.64	PI	15.09	553311.954	1520882.35	1138.95	LINEA COND
1+490.07	PI	17.434	553296.141	1520874.98	1136.255	LINEA COND
1+508.81	PI	18.735	553287.218	1520858.5	1133.465	LINEA COND
1+522.07	PI	13.263	553294.548	1520847.46	1130.682	LINEA COND
1+539.63	PI	17.559	553311.455	1520842.71	1127.514	LINEA COND
1+554.74	PI	15.107	553325.681	1520837.62	1126.369	LINEA COND
1+574.86	PI	20.125	553338.906	1520822.45	1126.236	LINEA COND
1+587.56	PI	12.695	553346.23	1520812.08	1125.55	LINEA COND
1+603.46	PI	15.9	553333.191	1520802.98	1125.94	LINEA COND
1+638.07	PI	34.61	553317.73	1520772.02	1129.831	LINEA COND
1+653.58	PI	15.515	553312.832	1520757.29	1131.097	LINEA COND
1+672.78	PI	19.195	553303.36	1520740.6	1131.481	LINEA COND
1+689.58	PI	16.806	553295.9	1520725.54	1132.03	LINEA COND
1+720.60	PI	31.02	1520399.14	553276.62	1134.383	LINEA COND
1+736.94	PI	16.341	553270.456	1520685.62	1136.659	LINEA COND
1+766.95	PI	30.005	553258.47	1520658.1	1140.186	LINEA COND
1+783.57	PI	16.622	553253.835	1520642.14	1142.255	LINEA COND
1+798.61	PI	15.044	553247.648	1520628.42	1144.565	LINEA COND
1+816.56	PI	17.942	553237.059	1520613.94	1142.137	LINEA COND
1+833.75	PI	17.198	553231.041	1520597.83	1139.526	LINEA COND
1+849.74	PI	15.988	553232.296	1520581.89	1136.833	LINEA COND

MEMORIA TOPOGRAFICA

1+867.38	PI	17.636	553237.464	1520565.03	1134.395	LINEA COND
1+887.15	PI	19.77	553244.319	1520546.49	1132.571	LINEA COND
1+908.56	PI	21.409	553254.59	1520527.7	1130.811	LINEA COND
1+929.97	PI	21.409	553270.956	1520512.37	1128.517	LINEA COND
1+947.27	PI	17.307	553267.977	1520495.32	1129.846	LINEA COND
1+964.21	PI	16.938	553258.68	1520481.16	1131.721	LINEA COND
1+978.95	PI	14.735	553246.97	1520472.22	1133.764	LINEA COND
2+019.52	PI	40.572	553212.897	1520450.19	1138.365	LINEA COND
2+037.92	PI	18.398	553203.197	1520434.57	1137.918	LINEA COND
2+059.52	PI	21.608	553208.467	1520413.6	1138.657	LINEA COND
2+076.26	PI	16.732	553218.694	1520426.85	1141.878	LINEA COND
2+087.91	PI	11.652	553230.283	1520427.95	1146.285	LINEA COND
2+098.57	PI	10.659	553239.73	1520423	1147.593	LINEA COND
2+123.84	PI	25.275	553210.169	1520412.64	1138.839	LINEA COND
2+144.61	PI	20.768	553194.172	1520399.4	1134.526	LINEA COND
2+196.74	PI	52.132	553154.207	1520365.92	1128.987	LINEA COND
2+219.94	PI	23.199	553138.507	1520348.84	1128.515	LINEA COND
2+264.47	PI	44.53	553153.563	1520306.93	1126.162	LINEA COND
2+282.04	PI	17.57	553157.378	1520289.78	1125.921	LINEA COND
2+322.54	PI	40.499	553143.083	1520251.89	1125.438	LINEA COND
2+386.40	PI	63.856	553122.976	1520191.28	1121.442	LINEA COND
2+405.93	PI	19.539	553112.133	1520175.03	1119.139	LINEA COND
2+425.73	PI	19.792	553101.256	1520158.49	1117.399	LINEA COND
2+464.66	PI	38.932	553073.25	1520131.45	1111.82	LINEA COND
2+483.52	PI	18.86	553058.01	1520120.34	1108.578	LINEA COND
2+521.37	PI	37.851	553026.832	1520098.88	1101.125	LINEA COND
2+558.43	PI	37.06	553004.277	1520069.47	1094.036	LINEA COND
2+648.29	PI	89.857	552958.954	1519992.28	1075.829	LINEA COND
2+683.25	PI	34.964	552927.393	1519975.9	1069.676	LINEA COND
2+715.56	PI	32.308	552895.166	1519978.15	1063.782	LINEA COND
2+768.63	PI	53.071	552844.933	1519995.28	1056.366	LINEA COND
2+782.39	PI	13.762	552839.127	1519982.8	1053.434	LINEA COND
2+801.15	PI	18.759	552835.631	1519964.37	1050.793	LINEA COND
2+835.11	PI	33.963	552840.905	1519930.82	1046.525	LINEA COND
2+872.96	PI	37.847	552839.755	1519892.99	1045.153	LINEA COND
2+907.72	PI	34.755	552837.988	1519858.28	1046.315	LINEA COND
2+945.36	PI	37.649	552847.873	1519821.95	1047.075	LINEA COND
2+959.03	PI	13.662	552853.961	1519809.72	1048.695	LINEA COND
2+971.90	PI	12.872	552847.865	1519798.38	1050.778	LINEA COND
3+025.49	PI	53.587	552809.256	1519761.22	1052.845	LINEA COND

MEMORIA TOPOGRAFICA

3+043.19	PI	17.701	552809.08	1519760.94	1052.902	LINEA COND
3+060.10	PI	16.913	552799.186	1519746.26	1052.442	LINEA COND
3+128.25	PI	68.147	552792.121	1519730.91	1051.073	LINEA COND
3+162.94	PI	34.694	552768.664	1519666.94	1045.144	LINEA COND
3+179.32	PI	16.375	552760.715	1519633.13	1039.958	LINEA COND
3+197.07	PI	17.753	552755.762	1519617.52	1036.334	LINEA COND
3+232.72	PI	35.647	552747.406	1519601.82	1033.146	LINEA COND
3+268.74	PI	36.024	552721.927	1519576.85	1027.546	LINEA COND
3+322.06	PI	53.316	552700.119	1519548.19	1022.362	LINEA COND
3+340.70	PI	18.641	552683.142	1519497.66	1016.548	LINEA COND
3+354.59	PI	13.895	552680.109	1519479.29	1015.502	LINEA COND
3+371.26	PI	16.664	552679.657	1519465.4	1015.29	LINEA COND
3+406.94	PI	35.685	552670.319	1519451.58	1015.852	LINEA COND
3+442.79	PI	35.848	552655.871	1519418.98	1016.03	LINEA COND
3+460.98	PI	18.192	552645.857	1519384.63	1014.443	LINEA COND
3+497.52	PI	36.536	552643.629	1519366.58	1012.218	LINEA COND
3+508.47	PI	10.957	552649.577	1519330.5	1005.203	LINEA COND
3+526.67	PI	18.193	552642.679	1519321.75	1005.249	LINEA COND
3+545.98	PI	19.317	552626.447	1519313.62	1006.41	LINEA COND
3+565.36	PI	19.373	552613.977	1519299.01	1007.219	LINEA COND
3+600.55	PI	35.196	552609.549	1519280.16	1006.667	LINEA COND
3+617.25	PI	16.694	552604.507	1519245.33	1004.585	LINEA COND
3+653.18	PI	35.93	552598.388	1519229.75	1003.924	LINEA COND
3+690.47	PI	37.297	552576.65	1519201.13	1000.783	LINEA COND
3+727.83	PI	37.355	552553.68	1519171.75	999.905	LINEA COND
3+764.73	PI	36.899	552546.833	1519135.09	999.748	LINEA COND
3+820.14	PI	55.411	552543.828	1519098.31	998.797	LINEA COND
3+857.66	PI	37.52	552539.73	1519043.06	1001.471	LINEA COND
3+861.93	PI	4.276	552538.54	1519005.51	1002.263	LINEA COND
3+876.44	PI	14.501	552537.079	1519001.52	1002.086	LINEA COND
3+895.81	PI	19.376	552538.584	1518987.17	1001.642	LINEA COND
3+931.95	PI	36.143	552532.789	1518931.77	999.31	LINEA COND
3+969.47	PI	37.518	552526.77	1518894.84	996.9	LINEA COND
3+988.48	PI	19.012	552524.22	1518876	995.6	LINEA COND
4+006.76	PI	18.279	552522.491	1518857.89	993.789	LINEA COND
4+043.56	PI	36.793	552521.359	1518821.04	987.851	LINEA COND
4+062.34	PI	18.787	552525.61	1518802.84	985.681	LINEA COND
4+099.33	PI	36.988	552533.617	1518766.74	981.473	LINEA COND
4+137.26	PI	37.93	552542.961	1518729.89	978.942	LINEA COND
4+173.68	PI	36.414	552552.85	1518694.98	976.7	LINEA COND

MEMORIA TOPOGRAFICA

4+192.26	PI	18.589	552557.167	1518676.89	977.148	LINEA COND
4+208.40	PI	16.14	552557.247	1518660.66	976.811	LINEA COND
4+245.36	PI	36.956	552551.833	1518624.06	977.397	LINEA COND
4+299.51	PI	54.147	552553.357	1518569.93	977.514	LINEA COND
4+334.30	PI	34.789	552550.259	1518535.36	975.253	LINEA COND
4+353.83	PI	19.533	552549.613	1518515.74	973.694	LINEA COND
4+389.72	PI	35.89	552566.762	1518484.52	969.735	LINEA COND
4+424.36	PI	34.642	552590.526	1518459.32	965.538	LINEA COND
4+443.30	PI	18.939	552587.862	1518440.57	962.526	LINEA COND
4+460.59	PI	17.291	552586.826	1518423.31	959.803	LINEA COND
4+478.72	PI	18.126	552586.348	1518405.19	956.754	LINEA COND
4+512.39	PI	33.674	552612.477	1518383.95	954.934	LINEA COND
4+532.19	PI	19.801	552627.633	1518371.2	954.582	LINEA COND
4+565.12	PI	32.926	552653.597	1518350.96	953.144	LINEA COND
4+604.70	PI	39.581	552682.005	1518323.4	950.54	LINEA COND
4+642.51	PI	37.811	552706.577	1518294.66	948.878	LINEA COND
4+660.42	PI	17.914	552717.368	1518280.36	948.874	LINEA COND
4+698.88	PI	38.455	552736.409	1518246.95	947.431	LINEA COND
4+733.10	PI	34.224	552750.464	1518215.88	947.466	LINEA COND
4+770.04	PI	36.933	552766.455	1518182.44	946.062	LINEA COND
4+806.55	PI	36.516	552781.057	1518148.98	945.341	LINEA COND
4+843.28	PI	36.726	552796.568	1518115.6	945.096	LINEA COND
4+860.90	PI	17.626	552806.77	1518101.28	944.718	LINEA COND
4+879.04	PI	18.133	552819.345	1518088.22	944.234	LINEA COND
4+914.65	PI	35.617	552845.375	1518063.91	943.973	LINEA COND
4+950.72	PI	36.062	552873.452	1518041.27	943.793	LINEA COND
4+968.73	PI	18.015	552887.251	1518029.69	943.553	LINEA COND
5+040.46	PI	71.732	552932.559	1517974.08	941.892	LINEA COND
5+056.47	PI	16.011	552940.066	1517959.94	941.579	LINEA COND
5+074.44	PI	17.968	552945.458	1517942.8	941.312	LINEA COND
5+090.34	PI	15.896	552934.21	1517931.57	940.5	LINEA COND
5+101.31	PI	10.974	552939.789	1517922.12	939.84	LINEA COND
5+117.89	PI	16.573	552945.69	1517906.64	939.18	LINEA COND
5+202.28	PI	84.39	552957.641	1517823.11	935.656	LINEA COND
5+243.62	PI	41.342	552968.864	1517783.32	933.675	LINEA COND
5+275.76	PI	32.143	552982.965	1517754.44	932.315	LINEA COND
5+313.86	PI	38.095	553006.189	1517724.24	930.116	LINEA COND
5+335.24	PI	21.384	552986.26	1517716.49	927.677	LINEA COND
5+358.30	PI	23.062	552963.957	1517710.61	925.261	LINEA COND
5+374.78	PI	16.474	552947.659	1517708.22	923.487	LINEA COND

MEMORIA TOPOGRAFICA

5+382.78	PI	8.004	552940.058	1517710.73	922.612	LINEA COND
5+405.44	PI	22.661	552919.716	1517720.7	916.425	LINEA COND
5+430.05	PI	24.613	552895.571	1517715.9	920.229	LINEA COND
5+445.21	PI	15.16	552884.215	1517705.85	924.9	LINEA COND
5+456.01	PI	10.792	552877.744	1517697.22	925.068	LINEA COND
5+486.20	PI	30.192	552882.136	1517667.35	929.098	LINEA COND
5+534.06	PI	47.859	552868.619	1517621.44	930.167	LINEA COND
5+570.67	PI	36.61	552858.353	1517586.3	928.005	LINEA COND
5+600.43	PI	29.765	552847.382	1517558.63	931.813	LINEA COND
5+626.32	PI	25.893	552841.779	1517533.35	939.935	LINEA COND
5+638.56	PI	12.232	552839.859	1517521.27	944.937	LINEA COND
5+646.16	PI	7.606	552837.241	1517514.13	945	LINEA COND
5+675.68	PI	29.521	552830.981	1517485.28	953.544	LINEA COND
5+688.75	PI	13.064	552829.501	1517472.31	957.529	LINEA COND
5+712.97	PI	24.225	552823.542	1517448.82	964.706	LINEA COND
5+739.76	PI	26.785	552814.63	1517423.56	969.514	LINEA COND
5+768.00	PI	28.243	552800.649	1517399.02	969.001	LINEA COND
5+785.34	PI	17.336	552787.515	1517387.7	972.127	LINEA COND
5+803.97	PI	18.63	552776.274	1517372.85	977.403	LINEA COND
5+815.93	PI	11.964	552764.664	1517369.96	981.295	LINEA COND
5+846.62	PI	30.69	552734.477	1517364.39	985.177	LINEA COND
5+860.80	PI	14.179	552720.34	1517363.33	983.029	LINEA COND
5+892.11	PI	31.312	552695.096	1517344.81	983.558	LINEA COND
5+917.83	PI	25.714	552674.928	1517328.86	984.543	LINEA COND
5+923.08	PI	5.258	552676.168	1517323.75	982.924	LINEA COND
5+937.01	PI	13.928	552678.683	1517310.05	978.154	LINEA COND
5+949.15	PI	12.138	552680.366	1517298.03	975.174	LINEA COND
5+982.75	PI	33.599	552677.668	1517264.54	968.702	LINEA COND
5+993.45	PI	10.704	552676.182	1517253.94	965.701	LINEA COND
6+003.61	PI	10.154	552674.061	1517244.01	961.345	LINEA COND
6+031.83	PI	28.22	552665.528	1517217.11	949.689	LINEA COND
6+044.70	PI	12.87	552655.722	1517208.38	942.629	LINEA COND
6+049.26	PI	4.564	552652.037	1517206.08	943.859	LINEA COND
6+059.22	PI	9.956	552643.067	1517201.76	950.883	LINEA COND
6+081.39	PI	22.174	552641.027	1517179.68	961.523	LINEA COND
6+097.07	PI	15.681	552639.34	1517164.09	968.531	LINEA COND
6+126.20	PI	29.125	552632.5	1517135.78	978.45	LINEA COND
6+149.16	PI	22.968	552625.121	1517114.02	984.836	LINEA COND
6+171.80	PI	22.637	552618.376	1517092.42	993.735	LINEA COND
6+183.91	PI	12.108	552615.075	1517080.77	998.166	LINEA COND

MEMORIA TOPOGRAFICA

6+199.92	PI	16.008	552599.12	1517082.01	999.207	LINEA COND
6+223.46	PI	23.538	552575.736	1517084.73	1003.876	LINEA COND
6+239.17	PI	15.718	552560.39	1517081.35	1004	LINEA COND
6+252.04	PI	8.519	552557.01	1517073.53	1006	LINEA COND

IV) CÁLCULOS HIDRAULICOS PARA LA PLANTA DE PURIFICACION

Ilustración 45 Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del desarenador

Ilustración 46 Cálculos Hidráulicos para el dimensionamiento del vertedero

Dimensionamiento de Desarenador		
1- Informacion Preliminar		
Caudal de Diseño		1.15 lps
Densidad Relativa de la Arena		2.65
Ø De particula		0.02 cm
Tº H ₂ O		20.00 ºC
Viscosidad Cinematica		0.010105 cm ² /seg
2- Velocidad de Sedimentacion		
Vel. Sedimentacion	V _s	3.56 cm/seg
Num. Reynolds	Re	7.04
Reajuste del diametro =		5.02
Reajuste de Velocidad Sedimentacion		2.54 cm/seg
Re =		5.02
3- Coeficiente de Arrastre		
Coeficiente de arrastre	C _d	6.42
Vel. Sedimentacion	V _s	2.59 cm/seg
Eficiencia		75%
Coef.deSeguridad		1.75
Area Superficial		0.08
4- Dimensiones: Largo, ancho, profundidad...		
Largo =		3.45 m
Ancho =		0.90 m
Profundidad =		0.70 m
L/A		3.83333333
5- Velocidad de Horizontal < Velocidad de Desplazamiento		
Vel horizontal	V _h	1.82 cm/seg
	R _h	0.27 m
	Rugosidad =	197.75
	K =	0.10000 cm
		1095.65
	f =	0.030
	κ (FactordeForma)=	0.040
Ve.l desplazamiento	V _d	18.58 cm/seg
6- Periodo de Retencion		
Tiempo retencion	T _R	1892 seg
Base de Canal		0.60 m
Ang. De Transicion		12.5 º
Long. Trans		0.68 m
		31.53
7- Control de Flujo por Garganta o Parshall		
	Q	0.00179 m ³ /s
		1.789 lt/seg

VERTEDERO			
Datos de Diseño		Caudal por Unidad "q"	
Qd= 1.15 lps	Q=0.001149 m3/s	$q=\frac{Qd}{B}$	q= 0.005745m3/s/m
B=0.20m	Asumido	Profundidad critica del flujo "hc" $h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3}$ hc=0.01498432 m	
P= 0.3m			
g=9.81m/s	Gravedad		
$\mu=0.799 \times 10^{-3} \text{ N/m}^3$	Para 30°C		
$\gamma=9771 \text{ N/m}^3$	Para 30°C	Resalto del agua en seccion 1 $\frac{h_1}{h_c} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\frac{P}{h_c} + 2,56}} \rightarrow h_1 = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\frac{P}{h_c} + 2,56}} \times h_c$ h1=0.004459448m	
Velocidad Seccion 2		Numero de Froude	
$V_2 = \frac{q}{h_2}$	V2=0.16m/s	6.16	$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$ 6.16 ≥ F ≤ 9 CUMPLE, RESALTO ESTABLE
Longitud de resalto "Lj"		Velocidad Seccion 1	
$L_j = 6(h_2 - h_1)$	Lj=0.19m	$V_1 = \frac{q}{h_1}$	V1=1.29m/s
Distancia del vertedero a Seccion 1		Profundidad despues del Resalto	
$L_m = 4,3P \left(\frac{h_c}{P}\right)^{0,9}$		$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1}{2} \rightarrow h_2 = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1}{2} \times h_1$ h2=0.036678757m	
Lm=0.0869m		Tiempo de Mezcla	
Perdida de carga en resalto		T=0.27s	T<1Seg
$\Delta h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2}$	Δh=0.05m	Gradiente de Velocidad	
Velocidad de Mezcla		$G = \sqrt{\frac{\gamma \times \Delta h}{\mu * T}}$ G=1528.49S ⁻¹ (-1)	1000 S ⁻¹ ≤ G ≤ 2000 S ⁻¹
$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$	Vm=0.72m/s	CUMPLE	
Altura lamina de Agua			
$H = \frac{Q}{(1,84B)^{0,67}}$	H=0.002245m		
Longitud Canal			
$L_c = 4,5B$	0.90		
Lc=0.9m			

Ilustración 47 Cálculos Hidráulicos para el dimensionamiento del Coagulador

COAGULADOR			
Dosificación del Coagulante		Caudal Solucion al 2%	
$Qd = 1.15 \text{ lps}$	$Q = 0.001149 \text{ m}^3/\text{s}$	$q = \frac{Q(DM + Dm)}{2 \times C}$	$q = 0.0025278 \text{ L/S}$
$DM = 80 \text{ mg/L}$	Turbiedad Alta		$q = 0.22 \text{ m}^3/\text{dia}$
$Dm = 8 \text{ mg/L}$	Turbiedad Baja		
$C = 2\%$	Concentracion		
$To = 8 \text{ Horas}$	Tiempo de retencion		
$Dp = 44 \text{ mg/L}$	Dosificación Promedio		
$Pb = 50 \text{ Kg}$	Peso Bolsa de Coagulante		
$e = 0.03 \text{ m}$	espaciamiento entre orificios		
$d = 12.5 \text{ mm}$	Diametro Orificios		
$R = 0.46$	Factor Rango Dosificador		
Caudal Maximo a Dosificar		Volumen del Tanque de Solucion	
$qM = \frac{Q \times DM}{C}$	$qM = 0.005 \text{ L/S}$	$V = Q \times T$	$V = 0.05 \text{ m}^3$ 46 Litros
	$qM = 16.55 \text{ L/H}$		
Caudal Minimo a Dosificar		Consumo Promedio Diario Coagulante	
$qm = \frac{Q \times Dm}{C}$	$qm = 0.000460 \text{ L/S}$	$Pc = Q \times Dp$	$Pc = 50.556 \text{ mg/s}$ $Pc = 4.37 \text{ Kg/dia}$
	$qm = 1.65 \text{ L/H}$		
Nº Orificios en el Difusor		Consumo de Coagulante por Tanque de Solucion	
$N = \frac{B}{e}$	6.66666667 Orificios	$Po = Pc \times T / 24$	$Po = 0.91 \text{ Kg}$
Caudal Promedio Solucion		Numero de Bolsas Coagulante	
$qo = \frac{Q \times Dp}{C}$	$qo = 0.0025278 \text{ L/S}$	$NB = \frac{Po}{Pb}$	$NB = 0.018 \text{ Bolsas}$ 1 Bolsa
Velocidad en la Tubería		Seccion de cada Orificio	
$Vt = \frac{Vo}{R}$	$Vt = 0.00672 \text{ m/s}$	$Ao = \frac{\pi d^2}{4}$	$Ao = 0.0001227 \text{ m}^2$
		Velocidad en los Orificios	
		$Vo = \frac{qo}{AoNo}$	$Vo = 0.003091 \text{ m/s}$
		Seccion Tubería Difusor	
		$At = \frac{qo}{Vt}$	$At = 0.0003761 \text{ m}^2$
		Diametro Difusor	
		$Dt = \left(\frac{4At}{\pi} \right)^{0.5} \left(\frac{1}{0.0254} \right)$	$Dt = 0.86 \text{ plg}$ 1 plg

Ilustración 48 Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del Floculador

CAMARA DE AQUIETAMINETO					
Camara Aquietamiento		Area		Profundidad Aplicando Ecuacion de Manning	
Datos de Diseño		$A = \frac{Q}{V}$		$h = \left(\frac{Q \times n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$	
V=0.1m/s	Velocidad Resalto	A=0.01149m2		h=0.058m	0.06m
Q=0.00115m3/s	Caudal de Diseño				
n=0.014	Coefficiente de Manning	Ancho Camara Aquietamiento		Longitud Camara Aquietamiento	
S=0.001	Pendiente	$b = \frac{A}{h}$		$L_{aq} = 4,5b$	
		0.192m		0.90m	
		0.2m			
FLOCULADOR - MEZCLA LENTA					
Parametros de Diseño		Caudal Floculador		Ancho efectivo del Floculador	
200 - 20 S ⁻¹	Gradiente de Velocidad	$Qf = \frac{Q}{N}$		$B_{ef} = B - e$	
T= 15 min	Tiempo de Retencion	Qf=0.0005745m3/s		1.91m	
0.1 - 0.3 m/s	Velocidad del Agua	Longitud de los canales en el Floculador		Numero de Canales	
2	Numero de Floculadores	$L_{canal} = V \times T$		$N = \frac{L_{canal}}{B_{ef}}$	
h=0.1 m	Altura de Agua en la Unidad	90 m		47.12m	
B=2 m	Ancho del tanque Floculador	Seccion Transversal Canales		Usar 47 Canales y 46 Tabiques	
ep=0.005m	Espesor placas acrilicas	$A = \frac{Qf}{V}$		Longitud Total del Tanque del Floculador	
K=3	Constante Empirica	A=0.005745m2		$LT = (N \times ep) + (N^{\circ}tabiques \times a)$	
g=9.81m/s	Gravedad	Separacion entre Tabiques		LT=2.995 m	
μ=0.799x10 ⁻³ N/m3	Para 30°C	$a = \frac{A}{h}$		Radio Hidraulico	
γ=9771N/m3	Para 30°C	h=0.05745 m		$R = \frac{A}{(2 \times h) + a}$	
		0.06m		0.022096154 m	
		Espaciamento entre los Extremos		Perdidas Locales	
		$e = a \times 1,5$		$hL = K \times N_{tab} \times \frac{V^2}{2g}$	
		0.09m		hL=0.07 m	
		Perdidas por Friccion		Perdida Energia Total	
		$hf = \left(\frac{V \times n}{R^{2/3}} \right)^2 \times L_{canal}$		$hT = hf + hL$	
		0.028449611 m		0.0988	
				Gradiente de Velocidad	
				$G = \sqrt{\frac{\gamma \times hT}{\mu \times T}}$	
				G=36.64S ⁻¹ (-1)	
				20 S ⁻¹ ≤ G ≤ 200 S ⁻¹	
				CUMPLE	

Ilustración 49 Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento del Sedimentador

SEDIMENTADOR			
Parametros de Diseño			
2	Nº de tamques sedimentadores		
Cs= 20 m/dia	Carga Superficial		
2 horas	Tiempo de Retencion		
5 / 1	Relacion Longitud/Ancho		
1.5 m/s	> Velocidad de Flujo		
Vc=15 cm/s	Velocidad Camara de entrada 15 - 60 cm/s		
Q=0.00115m3/s	Caudal de Diseño		
BL= 0.37 m	Borde Libre Tanque		
AL= 0.5m	Altura Lodos		
Ø=2 cm	Diametro Orificios		
g=9.81m/s	Gravedad		
C=0.7	Coeficiente de Gasto		
Caudal para un Sedimentador			
$Q_s = Q/2$	0.0005745 m3/s	49.64 m3/dia	
Volumen de Sedimentacion			
$V_{sed} = Q_s \times T$	4.14 m3		
Area Superficial			
$A = \frac{Q_s}{C_s}$	2.48 m2		
Relacion L/A para tanque rectangular			
$Ancho = \left(\frac{A}{5}\right)^{1/2}$	$Long = \frac{A}{Ancho}$		
0.7m	3.55 m	4.0 m	
Profundidad del Agua			
$P = \frac{V_{sed}}{Ancho \times Long}$	1.29 m		
Profundidad Tanque			
$PT = P + BL + AL$	2.16m		
Velocidad de Flujo			
$V_f = \frac{Q_s}{Ancho \times P}$	0.063 cm/s	Vf < 1.5 cm/s	
CUMPLE			
Area de Flujo Pantalla Difusora			
$Apd = \frac{Q_s}{V_c}$	0.0038 m2 38 cm2		
Numero de Orificios por Fila		Esp. Orificios	
2NF+16NF+16=70	NF= 3 Orificios	Eo=16cm	
Numero de Orificios por Columna		Esp. Orificios	
$N_c = \frac{Ancho\ pant - E_o}{\phi_o + E_o}$	3 Orificios	Eo=31cm	
Numero Total de Orificios			
$NT = NF \times NC$	9 Orificios Ø2 cm		
Area de cada Orificio		Area Total Orif.	
$A_{orif} = \frac{\pi d^2}{4}$	0.000314m2	$A_{To} = A_{orif} \times NT$ 0.002826 m2	
Espaciamiento en los extremos de las Filas			
$E_{ec} = \frac{Long - ((NF \times \phi_o) - (Espac \times (NF - 1)))}{2}$			
21 cm			
Espaciamiento en los extremos de las Columnas			
$E_{ec} = \frac{Long - ((Nc \times \phi_o) - (Espac \times (Nc - 1)))}{2}$			
31 cm			
Caudal por Orificio			
$q = \frac{Q_s}{NT}$	0.000063833 m3/s		
Velocidad en cada Orificio			
$V_{orif} = \frac{q}{A_{orif}}$	0.20m/s		
Perdida de carga en c/orificio			
$h_{orif} = \frac{q^2}{C^2 A_{orif} 2g}$	0.004299 m 0.42 cm		

Ilustración 50 Cálculos hidráulicos para el dimensionamiento de la cámara de Filtración

FILTRACION		
Parametros de Diseño		
4-5 m/h	Velocidad de filtracion	
1.5-2.1 m	Separacion entre canaletas	
Profundidad del medio filtrante		
0.4-0.6 m	Antracita	
0.15-0.30 m	Arena	
0.30-0.45 m	Profundidad de la grava	
0.011 m/s ≈ 1.1 cm/s	Velocidad de lavado	
12-72 horas	Duracion de la carrera de filtracion	
1-6% del agua filtrada	Cantidad de agua para el lavado	
Q=0.00115m3/s	Caudal de Diseño	
Caudal Unitario		
$Qu = \frac{Q_{diseño}}{2}$	0.00057m3/s	0.57L/S
Area del filtro		
$A = \frac{Qu}{Cs}$	0.51705m2	Para velocidad de filtracion o carga superficial Cs= 4m/h ≈ 96m/d
Dimensiones del filtro		
$B = \sqrt{\frac{A}{3}}$	0.42m	0.42m
$L = B \times 3$	1.26m	Se asume relacion L/B=3
Ajuste de velocidad de filtracion individual		
Vfi	4.0m/s	4.0m/s
Dimensiones del lecho filtrante		
Antracita	0.60m	
Arena	0.30m	
Grava	0.40m	
Canaleta de lavado		
Se asume una canaleta de lavado, Nc=1		
Distancia entre canaletas		
$\frac{L}{Nc}$	1.50m	CUMPLE
Determinacion del caudal de lavado		
	Para una velocidad de lavado VI=0.011m/s el caudal de lavado sera:	
	$Ql = VI \times A$	0.0058m3/s
Asumiendo un ancho de 0.15m, la profundidad de la lamina de agua sera		
Ho	0.09m	
Por lo tanto se asume una altura de la canaleta de 0.15m		
Para un tiempo de lavado de TI= 15,in el volumen de agua requerido para el lavado sera		
VI	5.18m3	

Datos para el calculo de perdida en la antracita		
Tamaño promedio de antracita	d	1.6
Temperatura 30°C	γ	0.802x10-6 m2/s
Velocidad de filtracion	4m/h	0.0011
Para una carrera de filtracion de 48 horas, el volumen de agua filtrada sera:		
$V_{fil} = Q_{fil} \times T_{fil}$	99.2736m3	
El porcentaje de agua filtrada requerida para el lavado es		
%	5.22%	CUMPLE
Perdida de carga en el lecho filtrante		
Antracita	$N Re = \frac{Vd}{\gamma}$	0.036575
PARA LA ARENA		
Tamaño promedio de arena propuesta: 0.5mm		
Nre	0.01142976	
Los coeficientes de arrastre estan dados por:		
$CD = \frac{24}{NRe} + \frac{3}{\sqrt{NRe}} + 0,34$		
PARA ANTRACITA		
CD	672.21	
PARA ARENA		
CD	2128.18279m	
Las perdidas de energia a traves de las capas de antracita y arena son		
$h = 1,067 CD \frac{1}{e^4} \frac{L}{d} \frac{V^2}{g}$		
donde e es la porosidad del lecho igual a 40%		
Perdidas por la antracita		
h	0.00036m	
Perdidas para arena		
h	0.00182m	
Perdida total	0.00218m	

V) PFRESUPUESTO

PROYECTO MAG BARRIOS SAN AGUSTIN, GASPAR GARCIA LAVIANA Y GUADALUPE									
ETAPA	SUBETAPA	N° / CODIGO	DESCRIPCION DE ACTIVIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	COSTOS UNITARIOS	COSTOS UNITARIOS INCLUYE NDO FACTORES	COSTOS UNITARIOS	COSTO TOTAL
310			PRELIMINARES						402769.79
	01		LIMPIEZA INICIAL						
		92224	Limpieza manual inicial	M²	8422.753	17.920			150935.73
	02		TRAZO Y NIVELACION						
		92806	Trazo y Nivelación para tuberías (Incluyendo estacas de madera+Mano de obra+Mano de obra topografica)	ML	13845.229	16.476			228108.45
		04277	Rotulo tipo fise de 1.222mx2.44(estructura de acero +forro de zinc liso)con bases de concreto ref.de 2500PSI(inc.point.antic.)	C/U	1.000	15840.3034	23725.61	3608.42	23725.61
320			LINEA DE CONDUCCION						4446931.62
	01		EXCAVACION PARA TUBERIA						
		95330	Excavacion Manual de zanjas en Terreno Natural Ancho=de 0,50m a 1,00 m, Prof=De 1,01 a 2,00 m.	M³	3627.874	131.640			477574.38
	11		RELLENO Y COMPACTACION						
		92226	Relleno y Compactacion Manual	M³	3596.079	84.898			305299.18
	15		TUBERIA DE 2" DE DIAMETRO						0.00
		94014	Tubería de PCV 2" SDR-17 (No incluye excavación)	ML	507.728	96.223			
		96165	Tubería de PCV 2" SDR-26 (No incluye excavación)	ML	2661.824	88.985	133.28	20.27	354770.46
		92853	Tubería de hierro galvanizado 2" (No incluye excavación)	ML	214.148	573	858.88	130.63	183926.24
	17		TUBERIA DE 3" DE DIAMETRO				0.00	0.00	0.00
		02418	Tubería de hierro galvanizado 3" (No incluye excavación)	ML	79.128	999.8488	1497.57	227.77	118500.00
		96164	Tubería de pvc 3" SDR-26 (No incluye excavación)	ML	1639.491	166.3291	249.13	37.89	408442.66
	18		TUBERIA DE 4" DE DIAMETRO						
		92178	Tubería de PCV 4" SDR-26 (No incluye excavación)	ML	1861.787	261.0169	390.95	59.46	727867.50

		04221	Caja(Pila Rompe Presion) De Concreto de 3000 PSI Ref. De Ancho=1,20, Largo=1,80, Alto=1,25(Incl. Repello y Fino Co)	C/U	1.000	21827.55 52	32693.3 1	4972. 32	5893. 44	32693.31
330			RED DE DISTRIBUCION							1648028.20
	01		EXCAVACION PARA TUBERIA							
		95330	Excavacion Manual de zanjas en Terreno Natural Ancho=de 0,50m a 1,00 m, Prof=De 1,01 a 2,00 m.	M³	4526.75 4	131.6403				595903.27
	09		RELLENO Y COMPACTACION							
		92226	Relleno y Compactacion Manual	M³	4338.61 9	84.8978				368339.19
	15		TUBERIA DE 2 " DE DIAMETRO							
		96166	Tuberia de pvc 1½" (SDR-26) de diámetro (No incluye excavación)	ML	1378.29 3	63.4342	95.01	14.45	17.13	130954.02
		96165	Tuberia de PCV 2" SDR-26 (No incluye excavación)	ML	3600.79 7	88.9145	133.18	20.25	24.01	479540.17
		96164	Tuberia de pvc 3" SDR-26 de diametro (No incluye excavación)	ML	1176.21 0	152.5495				
		02418	Tuberia de hierro galvanizado 3" (No incluye excavación)	ML	131.859	999.8488				
		96060	Tapon Hembra de PVC Diám=2"	C/U	10.000	43.0013	64.41	9.80	11.61	644.07
	22		PRUEBA HIDROSTATICA							
		93282	Prueba Hidrostatica (con Bomba Manual) en Tuberia de PVC Diám= Hasta 4", L= Hasta 300 m Para Proyecto de Agua Potable	C/U	21.000	453.6066		103.3 3	122.4 7	9525.74
	23		VALVULAS Y ACCESORIOS							
		95792	Valvula de Aire y Vacio de 2" de bronce (Conexión con rosca, No incluye excavación)	C/U	3.000	5511.706	8255.43	1255. 57	1488. 16	24766.30
		96073	Valvulas de Compuerta 2" diámetro	C/U	1.000	3303.507 2	4947.99	752.5 4	891.9 5	4947.99
		03354	Caja para proteccion de valvula hecha de tubo de concreto Diám. = 8"	C/U	4.000	5,576	8351.86	1270. 23	1505. 54	33407.43
335			TANQUE DE ALMACENAMIENTO							392261.91
	10		REHABILITACION DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE DIPILTO NUEVO							
		93694	Pintura tratamiento epoxico (primer capa) de 2 componentes:AyB(2 mano espesor en seco =6mil)para interior de tanques de agua potable	M²	70.244	212.0569	317.62	48.31	57.26	22310.88
		93695	Pintura tratamiento epoxico (segunda capa) de 2 componentes:AyB(3 mano espesor en seco =9mil)para interior de tanques de agua potable	M²	70.244	305.8554	458.11	69.67	82.58	32179.59
		92147	Pintura de aceite standard (incl.2 manos)	M²	64.163	123.1907	184.52	28.06	33.26	11838.95
		03106	Anden de concretode2500PSI sin ref. espesor=0.075	M²	25.800	333.3227	499.25	75.93	90.00	12880.67
		95522	Tapa de acero(A-36) de 0.70m0.70m, esp=1/8 con candador medianos(incluy. Pint. Anticorro)	C/U	1.000	1127.739	1689.13	256.9 0	304.4 9	1689.13
		95660	Escalera de tubo redondo de hierro negro diametro= 1"y platina de acero ancho =1,espes=3/16"	ML	2.230	3108.050 5	4655.24	708.0 1	839.1 7	10381.18
		03145	Valvula de Compuerta de Hierro Fundido Diám.=2"(Incl. Bloque de Reacción)	C/U	2.000	8496.558 7	12726.1 5	1935. 52	2294. 07	25452.29
		03349	Boya de Estructura de Acero (A-36) Con Cable de Acero con Alma de Acero Diám=3/16+4 Poleas Para Tanque de Agua Potable(No Incl.Pintura)	C/U	1.000	5903.633	8842.46	1344. 85	1593. 98	8842.46

		02039	Fino Pizarra	M²		91.4967	137.04	20.84	24.70	0.00
		92137	Repello y Fino Corriente	M²	143.815	213.7328	320.13	48.69	57.71	46039.40
		93146	Caja de Registro de Ladrillo Cuarteron de 2"x6"x12"de 0,40mx0,40m,Prof=0,50m	C/U	1.000	1102.925 7	1651.96	251.2 5	297.7 9	1651.96
		96198	Valvula de Limpieza de Hierro Fundido Diám=3"	C/U	1.000	5073.690 8	7599.37	1155. 79	1369. 90	7599.37
10			REHABILITACION DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE SAN AGUSTIN							
		92227	Excavacion Manual en Terreno Natural	M³	16.385	94.6176				1550.30
		92226	Relleno y Compactación Manual	M³	2.335	84.8978				198.27
		93694	Pintura tratamiento epoxico (primer capa) de 2 componentes:AyB(2 mano espesor en seco =6mil)para interior de tanques de agua potable	M²	33.953	212.0569	317.62	48.31	57.26	10784.05
		93695	Pintura tratamiento epoxico (segunda capa) de 2 componentes:AyB(3 mano espesor en seco =9mil)para interior de tanques de agua potable	M²	33.953	305.8554	458.11	69.67	82.58	15554.12
		92147	Pintura de aceite standard (incl.2 manos)	M²	35.696	115.2309	172.59	26.25	31.11	6160.94
		03106	Anden de concretode2500PSI sin ref. espesor=0.075	M²	9.920	333.3227	499.25	75.93	90.00	4952.77
		95522	Tapa de acero(A-36) de 0.70m0.70m, esp=1/8 con candador medianos(incluy. Pint. Anticorro)	C/U	1.000	1127.739	1689.13	256.9 0	304.4 9	1689.13
		03349	Boya de Estructura de Acero (A-36) Con Cable de Acero con Alma de Acero Diám=3/16+4 Poleas Para Tanque de Agua Potable(No Incl.Pintura)	C/U	1.000	5903.633	8842.46	1344. 85	1593. 98	8842.46
		95660	Escalera de tubo redondo de hierro negro diametro= 1"y platina de acero ancho =1,espes=3/16"	ML	2.230	3108.050 5	4655.24	708.0 1	839.1 7	10381.18
		95454	Acarreo (Con Camión Volquete)de Piedra Bolon a 1km, (No Incl. Costo de P:B	M³	8.567	118.8325	118.83	27.07	32.08	1018.09
		93146	Caja de Registro de Ladrillo Cuarteron de 2"x6"x12"de 0,40mx0,40m,Prof=0,50m	C/U	2.000	1102.925 7	1651.96	251.2 5	297.7 9	3303.92
		96629	Concreto ciclope: 60% concreto 2500 PSI +40% piedra bolon (Del Sitio) mayor a 2", hechura con mezcladora (no incluye fundida	M³	19.471	2893.909 5	4334.50	659.2 3	781.3 6	84398.98
		92282	Fundir Concreto en Cualquier Elemento	M³	19.471	290.304				5652.64
		03145	Valvula de Compuerta de Hierro Fundido Diám.=2"(Incl. Bloque de Reacción)	C/U	2.000	8496.558 7	12726.1 5	1935. 52	2294. 07	25452.29
		92137	Repello y Fino Corriente	M²	74.525	213.7328	320.13	48.69	57.71	23857.50
		02039	Fino Pizarra	M²		91.4967	137.04	20.84	24.70	0.00
		96198	Valvula de Limpieza de Hierro Fundido Diám=3"	C/U	1.000	5073.690 8	7599.37	1155. 79	1369. 90	7599.37
360			PLANTA DE PURIFICACION							524657.28
	03		EQUIPO DE CLORACION							
		96213	Clorador (Dosificador de Cloro) Entrega en Forma granular Diám=1½" , Presión de Trabajo =10-40 PSI	C/U	1.000	5633.890 8	8438.44	1283. 40	1521. 15	8438.44
	06		CERCO PERIMETRAL							
		05238	Cerco de Malla Ciclon Cal:12 Alt=8', con Tubo de Ho. Go. Diám=2", dos Hiladas de Bloque de Mortero de 6"	ML	60.000	1794.526	2687.84	408.7 9	484.5 2	161270.46
		92079	Porton de Marco de Tubo de Ho. Go. De 1½"+ Forro de Malla Ciclon Cal.#12 con Col. De Concreto	M²	9.760	2947.856 9	4415.30	671.5 2	795.9 2	43093.33

09		DESARENADOR							
	92287	Preliminares	M²	4.140	2.24				310.67
	92226	Fundaciones- Zapatas aisladas	M³	130.153	208.3185	115	66.80		17423.91
	92227	Estructuras de concreto	M³	109.855	1.9024	307.63	153.48		19191.02
	93630	Losa-Loseta- Pantallas de concreto Armado	C/U	95.375	109.6750	128.02			11157.78
	92009	Paredes	M²	9.108	18.3591				5601.69
	92282	Acabados	M²	5.51	72.2099	57.31			4523.32
	93353	Hidrosanitarios	ML	46.89	17.1450	50.02	15.62		4344.00
	93352	Limpieza Final	GBL	1	50.0300				1676.01
10		SEDIMENTADOR							
	92287	Preliminares	M²	9.32	2.2400	0.71	1.50	0.03	699.37
	92227	Estructuras de concreto Armado	M³	126.371	388.0062	486.09	66.68		35749.36
	92282	Acabados	M²	17.644	124.6263	98.49			8065.35
		Tuberías	ML	71.208	204.2518	94.79			12403.25
	93352	Limpieza Final	GBL	1	15.00	35.00	0.03	50.03	1676.01
11		FLOCULADOR							
	92287	Preliminares	M²	15.310	2.24	0.71	1.50	0.03	1148.86
	92227	Estructuras de concreto Armado	M³	98.418	68.5917	535.78	582.62	718.30	67124.13
	92282	Acabados	M²	28.00	184.48	143.98			11941.16
		Tuberías	Pie²	934.470	1.50	0.00	0.03	1.53	47896.27
	93352	Limpieza Final	GBL	1	15.00	35.00	0.03	50.03	1676.01
12		FILTRO							
	92287	Preliminares	M²	6.360	2.24	0.71	1.50	0.03	477.25
	92227	Estructuras de concreto Armado	M³	58.200	36.4752	329.66	406.88	490.40	44273.99
	92282	Acabados	M²	19.552	131.8001	103.31			8531.20
		Relleno de Materiales Filtrante	M³	25.020	14.9340	88.06			4288.46
	93352	Limpieza Final	GBL	1	15	35	0.03	50.03	1676.01
350		CONEXIONES							195807.43

	01		CONEXIONES DOMICILIARES							
		03346	Conexión domiciliar con silleta de PVC de 2"x ½" para agua potable (no incl. medidor)(incluye excavac	C/U	118.000	793				93564.45
		94191	Caja prefabricada de concreto para medidor de agua potable para uso domiciliar	C/U	118.000	578	866.47	131.78	156.19	102242.98
370			LIMPIEZA FINAL Y ENTREGA							162865.50
	01		LIMPIEZA FINAL							
		92225	Limpieza manual final	M²	8422.753	18				150935.73
	03		PLACA CONMEMORATIVA							
		04189	Placa Conmemorativa (0.65m*0.42m)	C/U	1.000	5850.7294	8763.22	1332.80	1579.70	8763.22
		03392	Pedestal de concreto de 2500psi	C/U	1.000	2114.1287	3166.54	481.60	570.81	3166.54
			TOTAL							7806015.03
Aporte comunitario(M/O no calificada), limpieza inicial, excavaciones y relleno					227709					
					5.94					
Aporte Alcaldia - FISE					552891					
					9.10					
Aporte FISE										
COSTO TOTAL AGUA					504.36					

VI) PLANOS